

Vol. 6 , nº 1, 2001

Revista internacional de

Ingeniería de estructuras

Editores

**Alex H. Barbat
Roberto Aguiar**

Revista semestral

Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador

Revista internacional de Ingeniería de estructuras

EDITORES

Alex H. Barbat

E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Campus Norte UPC, 08034 Barcelona, España
e-mail alex.barbat@upc.es

Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Superior Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador
e-mail raguair@espe.edu.ec

COMITÉ ASESOR INTERNACIONAL

G. Ayala

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

O. D. Cardona

Facultad de Ingeniería
Universidad de los Andes
Aptdo. 4976
Bogotá, Colombia

M. Lafuente

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

J. Rodellar

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

R. Blázquez

E.T.S. I.C.C.P. Ciudad Real
Universidad de Castilla La Mancha
C/ Camilo José Cela s/n
13071 Ciudad Real

J. R. Casas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

O. López

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

M. Romo

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Superior Politécnica del
Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador

M. Blondet

Pontificia Universidad Católica
Lima, Perú

F. J. Crisafulli

Facultad de Ingeniería, Universidad
Nacional de Cuyo
Casilla de Correos 405
Mendoza, 5500, Argentina

B. Luccioni

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

S. E. Ruiz Gómez

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

J. Bommer

Civil & Environmental Engineering
Imperial College
London SW7 2BU
Reino Unido

R. Danesi

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

R. Meli

Centro Nacional de Prevención de
Desastres
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

C. E. Ventura

Department of Civil Engineering
The University of British Columbia
CEME Building, 2018 - 2324 Main
Mall
Vancouver, B.C. Canada V6T 1Z4

R. Boroschek

Dpto. de Ingeniería Civil
Universidad de Chile
Blanco Encalada 2120
Santiago, Chile

L. Godoy

Dpto. de Estructuras, FCEy N,
Universidad Nacional de Córdoba
Casilla de Correo 916, Córdoba 5000,
Argentina

E. Miranda

Dpto. of Civil and Environment
Engineering
Stanford University
Stanford, California, 94305-4020

L. M. Bozzo

Dpto. de Ingeniería Mecánica y de la
Construcción Industrial
Universidad de Girona
Avda. Luis Santaló s/n
17071 Girona, España

J. Grases

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

S. Oller

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

J. A. Canas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales, y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona, España

R. E. Klingner

Profesorado Phil M. Ferguson en la
Ingeniería Civil
Universidad de Texas, Austin
Texas 78712, U.S.A.

M. N. Pavlovic

Department of Civil Engineering
Imperial College
London, SW7 2BU, U.K.

Revista Internacional de

Ingeniería de estructuras

Sumario

Volumen 6, número 1, 2001

Estudio de los efectos locales en el emplazamiento del acelerógrafo de Olot	1
<i>Ulises Mena, Sara Figueras, Jorge Fleta, Teresa Susagna y José Canas</i>	
Cargas vivas máximas para diseño de edificios	21
<i>Sonia Ruiz y Alberto Soriano</i>	
Estudio de la adherencia en materiales compuestos reforzados con fibra. Aplicación a hormigón armado	41
<i>Eduardo Car, Sergio Oller y Eugenio Oñate</i>	
Diseño sismorresistente de paneles prefabricados de hormigón armado con conexiones dúctiles	59
<i>Francisco Crisafulli y José Restrepo</i>	
Modelo de evaluación del Índice de Vulnerabilidad Sísmica de puentes basado en conjuntos difusos	77
<i>Esperanza Maldonado, Joan Ramon Casa y José Canas</i>	

Revista semestral de la Escuela Superior Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador

ISSN 1390-0315

© 1996 ESPE, Quito, Ecuador

Estudio de los efectos locales en el emplazamiento del acelerógrafo de Olot

Ulises Mena

Universidad Politécnica de Cataluña
c/Jordi Girona 1-3, Modulo D-2, 08034, Barcelona, España

Sara Figueras, Jorge Fleta y Teresa Susagna

Instituto Cartográfico de Cataluña
Generalitat de Catalunya, Parc de Montjuïc, 08038, Barcelona, España

José A. Canas

Dirección General, Instituto Geográfico Nacional
c/General Ibáñez de Ibero,3, 28003, Madrid, España

RESUMEN

En este trabajo se estudian los posibles efectos locales que pueden presentarse en el emplazamiento donde se encuentra localizado el acelerógrafo de la ciudad de Olot (Girona). Como primer paso, se realiza una caracterización del subsuelo en el emplazamiento del acelerógrafo, basándose en estudios geotécnicos, pozos de agua y mapas geológicos existentes del lugar. A continuación, se evalúa la función de amplificación del emplazamiento, analizándose la columna de suelo, mediante un método de modelización 1D lineal-equivalente, utilizando como señal de entrada un pulso de Ricker. La función obtenida se compara con el resultado obtenido en un estudio experimental realizado con registros de ruido ambiental. Finalmente se analiza la señal del sismo de Sant Pau de Fenolhet ocurrido en 1996 y registrada en el acelerógrafo situado en este emplazamiento.

SUMMARY

This work studies the possible local effects in the site of an accelerometer in the city of Olot (Girona). A characterization of the subsoil of the site was performed based on geotechnical studies, lithology of water wells, and available geological maps. The transfer function is evaluated for the site using a soil column and modelizing it with an 1D equivalent-linear method and a Ricker pulse as an input signal. The resulting transfer function is compared with results from a study of seismic noise. Finally, the signal from the 1996 Sant Pau de Fenolhet earthquake recorded in this site is analyzed using the soil column.

1 LOCALIZACIÓN, GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DE LA CIUDAD OLOT

La ciudad de Olot se encuentra localizada a 42° 10' 54.8" Norte y 2° 29' 36.3" Este, a una altitud de 443 m sobre el nivel del mar, en la comarca de la Garrotxa, provincia de Girona (Figura 1). La población de Olot es de 27.482 hab., de acuerdo con el censo de 1996 y tiene una superficie de 29.71 Km² (www.idescat.es).

Olot es una zona densamente volcánica, con su consecuente variedad en las características de la geología del subsuelo. Las diversas erupciones volcánicas han propiciado el desarrollo de diferentes estratos de relleno, depositados en los lagos de la zona de esclusa volcánica (depósitos lacustres y palustres). En muchos de los casos el tamaño de estos depósitos asociados al vulcanismo supera el espesor de los materiales volcánicos (Mallarach, 1998). Las erupciones volcánicas van a crear condiciones idóneas para la acumulación de sedimentos al obstruir los valles y crear pequeñas cuencas encerradas por conos o dentro de los cráteres cerrados. Estos sedimentos lacustres y palustres se han intercalado con los materiales volcánicos y con otros sedimentos de origen fluvial o torrencial en depósitos acumulados durante miles de años. Por su extensión, diversidad y riqueza de restos orgánicos estos sedimentos tienen un gran interés científico, además de su repercusión en el comportamiento dinámico del suelo.

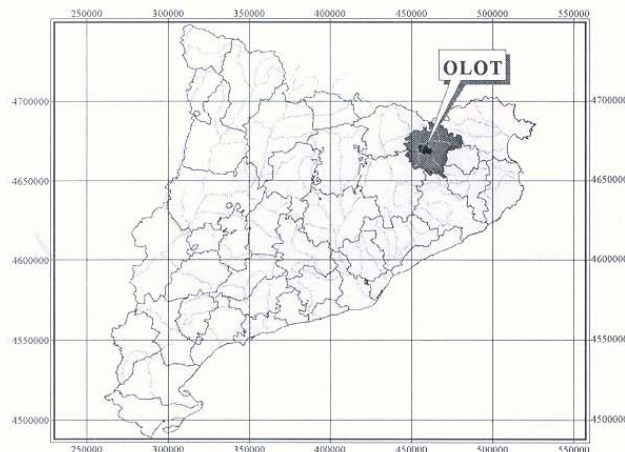


Figura 1. Localización de la Ciudad de Olot, las coordenadas utilizadas son las del sistema UTM.

1.1 Información de la geología y geotecnia de la ciudad de Olot

Debido a las características del subsuelo de Olot, fue necesario revisar la información disponible para poder caracterizar el subsuelo y en particular la columna del emplazamiento del acelerógrafo. De esta manera, la realización del estudio del subsuelo de Olot se hizo a partir de diferentes fuentes de información: mapas geológicos (Mallarach,

1982; ITGE, 1994), mapas topográficos (ICC, 1993), otros estudios (Fleta *et al* 1998), extracción de la base de datos del inventario de pozos de Catalunya (ACA, 2000) y estudios geotécnicos de la ciudad (Capdevila, 2000), Figuras 2 y 3.

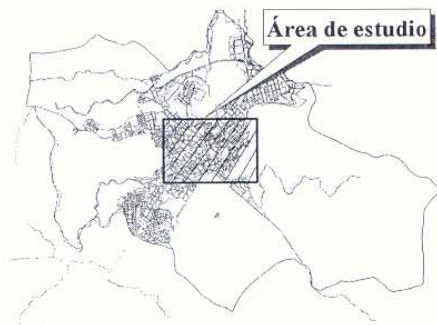


Figura 2. Localización del área de estudio.

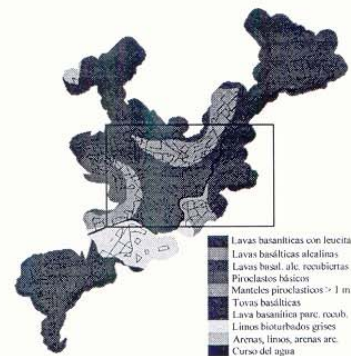


Figura 3. Mapa geológico de la ciudad de Olot.

Para esta primera parte se seleccionó una área de 1.785 x 1.100 m (Figura 2), tomando como punto central la localización de la estación del acelerógrafo. Dentro de esta área se encuentran localizados 7 pozos de agua, y los 10 estudios geotécnicos disponibles (Figura 4). La información de los estudios geotécnicos proporcionan diversa información de la cual se pueden obtener las características dinámicas de las diferentes capas del subsuelo de Olot, es además, más completa que la proporcionada por la información de los pozos, sin embargo la profundidad máxima alcanzada es de 12.6 m, mientras que la profundidad máxima alcanzada en los pozos de agua es de 110 m.

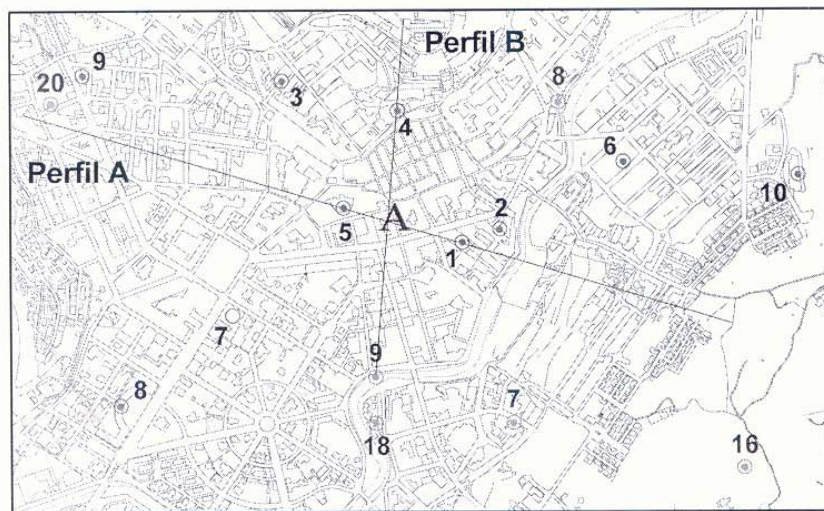


Figura 4. Área de estudio de la ciudad de Olot para la caracterización del emplazamiento del acelerógrafo. Los números en color rosa corresponden a los pozos de agua, mientras que los de color azul a los estudios geotécnicos. Se indican los trazos de los perfiles mostrados en la figuras 5 y 6.

De esta manera se realizó una interpretación del subsuelo de Olot a partir de dos cortes geológicos indicados en la Figura 4 y representados en las Figuras 5 y 6, que se intersectan en la vertical del emplazamiento del acelerógrafo. En los cortes se pueden observar la presencia de varias coladas basálticas con potencias de varios metros, varias fallas subverticales y el reconocimiento de un aparato volcánico fosilizado no descrito anteriormente. La existencia de este aparato fosilizado podría explicarse por la intersección de dos fallas: una (SW–NE) que ya ha sido cartografiada y una segunda (NW–SE), no cartografiada cuyo trazado se apoya en la alineación del volcán Montsacopa con los volcanes del Puig de la Costa y del Fontpobret.

En la zona Oeste del río Fluvià (ver figura 5) las primeras coladas, es decir las más profundas, fueron producidas por el volcán la Garrinada (Mallarach, 1998). Por encima se tiene unas coladas posteriores, de las cuales no se sabe el origen. Según Mallarach (1998), estas pertenecen a la Garrinada, pero por criterios geomorfológicos de estos edificios se debería descartar esta última idea. Posteriormente ocurrió la formación del edificio del volcán Montolivet y una colada producida por éste que constituyen las primeras capas de P20 (ver figura 5). La formación del volcán Montsacopa y la formación de una colada con sentido hacia el Norte no afecta a los perfiles propuestos pero sí los materiales piroclásticos que recubren el cono volcánico (parte superior sondeos S5 y S7). Cabe destacar en la parte más occidental del perfil la presencia de basamento Eocénico.

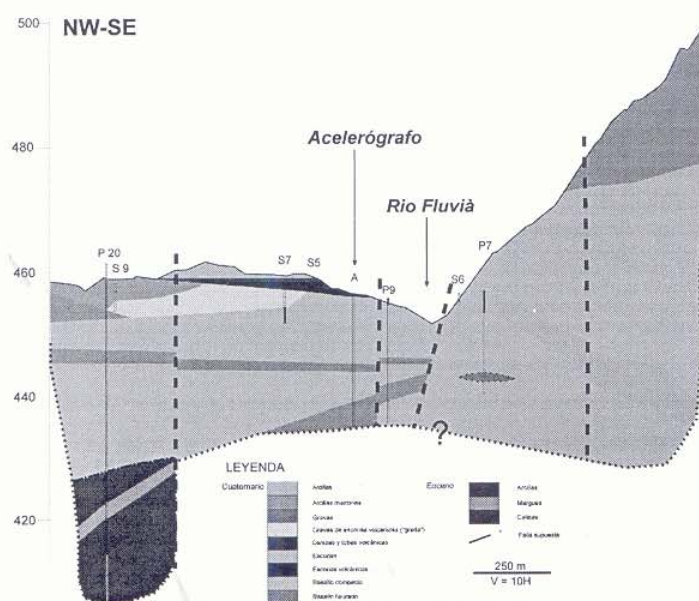


Figura 5. Perfil A, dirección NW-SE

En el perfil N-S mostrado en la figura 6 se pueden ver las mismas coladas mencionadas anteriormente y materiales piroclásticos del cono del volcán Montsacopa hacia el Norte. En resumen, a pesar de la complejidad del subsuelo de Olot debido a la actividad volcánica, la columna del emplazamiento del acelerógrafo puede definirse con bastante fiabilidad hasta aproximadamente una profundidad de 50m, tal como se describe en el apartado siguiente.

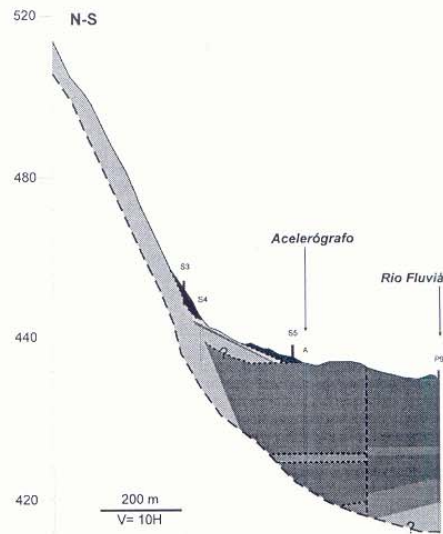


Figura 6. Perfil B, dirección N-S.

1.2 Columna obtenida a partir de la información geológica y geotécnica de Olot

A partir de datos de los pozos de agua y de los estudios geotécnicos disponibles se ha definido una columna de suelo. La Tabla 1, muestra un resumen de las características de la columna propuesta como son: el material, el espesor, la profundidad, el amortiguamiento (D %), el peso específico (γ_s) y la velocidad de las ondas de corte (V_s), asignados a cada uno de los estratos. Estas características se obtuvieron de diferentes trabajos, entre ellos Cid, 1998, Zerva *et al*, 2000, Brown *et al* 2000 y Toshinawa *et al*, 2000, necesarias para el análisis con el programa lineal – equivalente SHAKE91 (Idris and Sun, 1992).

La columna definida para el emplazamiento del acelerógrafo consta de 6 capas con una profundidad máxima de 100 m, considerando a partir de ahí el basamento rocoso (Figura 8). La primera capa tiene un espesor de 2.5 m, compuesta con escorias y gredas como material principal. A esta capa se le asignó una velocidad de onda de corte de 150 m/s. En los siguientes 35 metros se encontró la presencia de dos coladas basálticas. La primera colada es un basalto compacto con potencia de 21.5 metros, continuando con un basalto alterado o fisurado con una potencia de 3.0 m y por debajo de estas dos capas hasta llegar a los 38 metros se vuelve a tener basalto masivo. A los basaltos compactos se les asignó una velocidad de onda de corte de 900 m/s, mientras que al basalto alterado o fisurado se le asignó una velocidad de 550 m/s. La siguiente capa entre los 38 y 48 metros corresponde a un basalto fisurado, asignándole en este caso una velocidad de corte de 700 m/s. La última capa corresponde a conglomerados, margas y gredas (capa 6), con una potencia de 52 metros (de acuerdo con ITGE, 94) y que llega hasta los 100 m de profundidad, a esta capa se le asignó una velocidad de 700 m/s. Todas estas capas se encuentran sobre un basamento rocoso, con velocidad de corte de 1000 m/s.

Capa	Material	Espesor (m)	D (%)	γ_s (Ton/m ³)	Vs (m/s)
1	5	2.50	0.05	1.43	150.00
2	3	21.50	0.05	2.40	900.00
3	1	3.00	0.05	2.30	550.00
4	3	11.00	0.05	2.40	900.00
5	1	10.00	0.05	2.30	700.00
6	7	52.00	0.05	2.30	700.00
7	BASE		0.05	2.60	1000.0

Tabla 1. Litología de la columna propuesta en el emplazamiento del acelerógrafo de la ciudad de Olot.

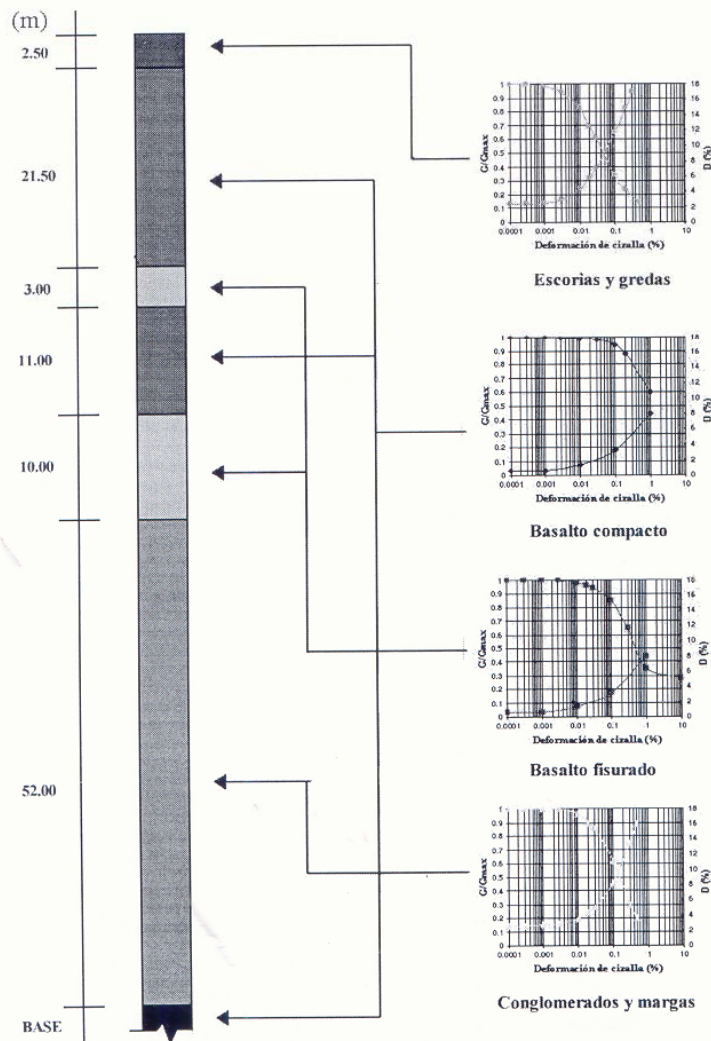


Figura 7. Columna de suelo utilizada correspondiente al emplazamiento del acelerógrafo junto con las curvas de variación de parámetros dinámicos con la deformación.

Para poder utilizar el programa SHAKE91, además de usar los datos anteriores es necesario definir las curvas dinámicas de los materiales que forman la columna de suelo. Estas curvas definen la variación del módulo de cizalla dinámico (G) y del coeficiente de amortiguamiento (D) respecto a la deformación de cizalla (Figura 7 y 8).

Las curvas utilizadas se escogieron de la tesis de Cid, 1998 y de las propuestas en el mismo programa SHAKE91. En la Figura 7, se muestra la columna, con los espesores de cada una de las capas, así como sus correspondientes características dinámicas de cada material. En la Figura 8, se muestran las curvas dinámicas de los materiales considerados, colocadas en una misma gráfica para observar la diferencia entre ellas. Es importante señalar que existen curvas dinámicas en la literatura de una gran variedad de tipos de suelo, por lo que es posible utilizar ' que mejor se aproxime al material considerado, cuando no se pueden realizar pruebas experimentales para la obtención de ellas.

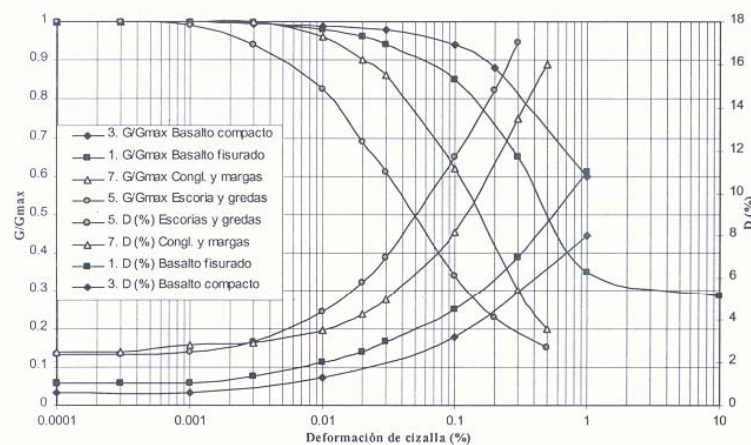


Figura 8. Propiedades dinámicas usadas para los materiales de la columna propuesta indicadas en la Tabla 1.

2 CÁLCULO DINÁMICO DE LA RESPUESTA DEL SUELO DEL EMPLAZAMIENTO DEL ACCELERÓGRAFO DE OLOT

La señal que se usará como entrada en el primer análisis es un pulso de Ricker con una amplitud máxima de 0.1 g, frecuencia predominante de 3 Hz y duración de 16 seg. Se ha considerado como valor máximo de la señal el de 0.1 g (Figura 9), de acuerdo al valor asignado a la zona de Olot en el mapa de peligrosidad sísmica de Cataluña (Figura 10).

Una vez que está definida la columna de suelo, las características dinámicas de los materiales y la señal de entrada, el análisis se realizará con el programa SHAKE91. El programa utiliza un método que considera la respuesta asociada a la propagación vertical de ondas de cizalla a través del sistema viscoelástico lineal. La columna de suelo está definida por N capas horizontales homogéneas e isotrópicas de espesor h_i , densidad ρ_i , módulo dinámico de cizalla G_i y coeficiente de amortiguamiento β_i .

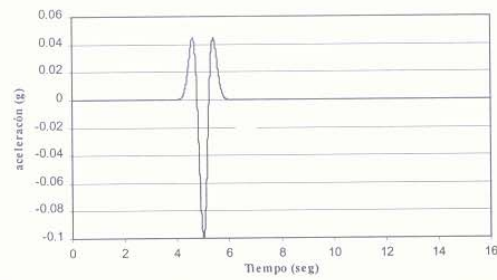


Figura 9. Pulso de Ricker con amplificación máxima de 0.1 g.

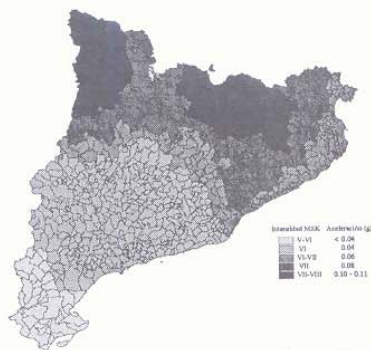


Figura 10. Mapa de peligrosidad sísmica de Cataluña (Secanell *et al*, 1999).

En este primer análisis se considera que la señal o pulso de Ricker, entra por la base de la columna litológica considerada como basamento rocoso (Outcrop) y se pretende calcular la amplificación en la superficie. Las características de los materiales utilizadas en el análisis se mostraron en el apartado anterior, sin embargo, de forma ilustrativa en la Figura 11, se muestran las velocidades de corte para los estratos considerados y la forma en que varían con respecto a la profundidad.

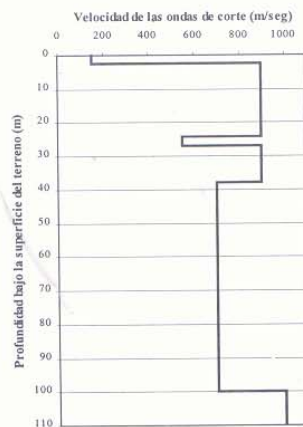


Figura 11. Velocidad de ondas de corte usadas para el análisis dinámico.

Una de las opciones que tiene el programa SHAKE91 es calcular el espectro de respuesta en cualquiera de la capas de la columna. En este caso se calcularon los espectros para la base de la columna o basamento rocoso y para la superficie. La Figura 12a, muestra el espectro de desplazamiento de ambos niveles, mientras que en la Figura 12b, se muestra los espectros de velocidad y finalmente en la Figura 12c, los espectros de aceleraciones. En estas tres gráficas se puede observar claramente como se incrementan los valores de las respuestas entre el basamento y la superficie, indicando que existe una amplificación de la señal, como se explicará más adelante. Los valores máximos para el espectro de desplazamiento se encuentra entre 0.5 y 1.0 Hz, mientras que en el espectro de velocidades se encuentran entre 0.8 y 1.0 Hz, y entre 1.1 y 1.4 los del espectro de aceleración.

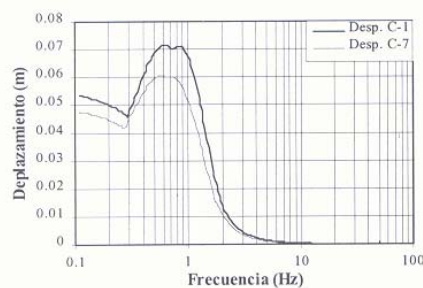


Figura 12a. Comparación de los espectros de desplazamiento entre las capas 1 y 7.

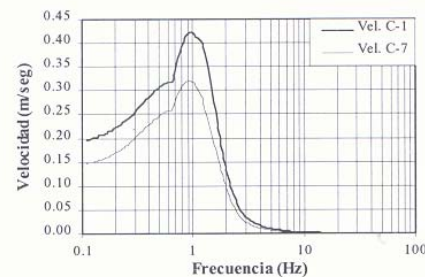


Figura 12b. Comparación de los espectros de velocidad entre las capas 1 y 7.

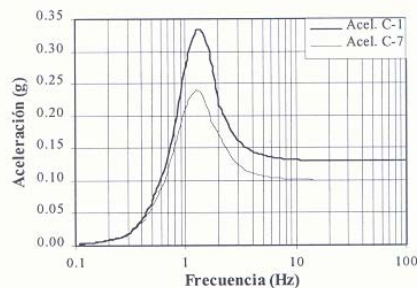


Figura 12c. Comparación de los espectros de aceleración entre las capas 1 y 7.

En la Figura 13, se ha representado las funciones de transferencia de cada capa con respecto al basamento rocoso. Es evidente que la amplificación de la capa 7 con respecto a la misma es de 1, es decir no existe amplificación alguna, de esta manera se comprueba que la señal ha sido considerada adecuadamente. Por otra parte se puede observar que la máxima amplificación, en las frecuencias inferiores a 5 Hz, corresponde a la capa 6 con un valor de 1.77, esto es lógico ya que las características dinámicas de este material son menores que las del basalto masivo o fisurado y el espesor es de más de 50 metros, esto provoca que la señal se amplifique. Sin embargo, la señal se reduce en las capas superiores, trabajando esta capa como un disipador de energía. La amplificación máxima ocurre en la capa superficial, para frecuencias mayores de 10 Hz.

Finalmente, en esta gráfica se puede observar que la amplificación máxima en las frecuencias inferiores a 5 Hz, para la capa superficial es de 1.57, por lo que existirá una amplificación débil para estas frecuencias y que existe una amplificación importante, superior a 5 sólo para frecuencias entorno a 14 Hz. Así pues la función de transferencia obtenida no muestra amplificaciones significativas en el rango de frecuencias de más interés en ingeniería, es decir entre 0.1 y 10 Hz.

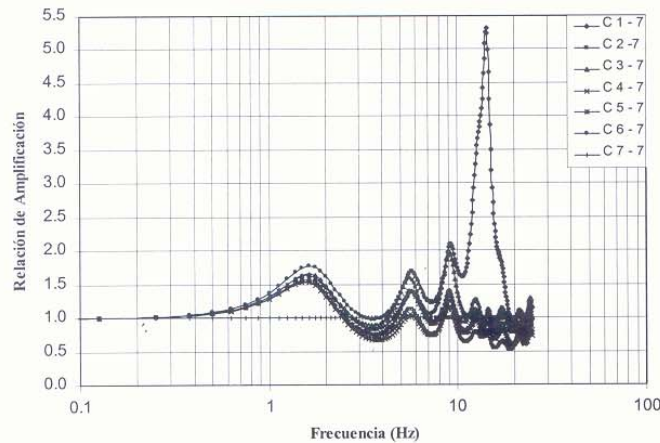


Figura 13. Espectros de amplificación de los estratos con respecto a la base de la columna.

En la Figura 14, se muestran la señal de salida de la capa 6 y la capa 1, comparándolas con la señal de Ricker aplicada en el basamento. Se ha elegido la capa 6, por ser la que muestra la mayor amplificación en los primeros 5 Hz. Si bien es cierto que la aceleración máxima se presenta en la capa 1, la diferencia entre esta capa y la capa 6, es pequeña, por lo que se puede comprobar que la amplificación de las primeras 5 capas es mucho menor que la de la capa 6.

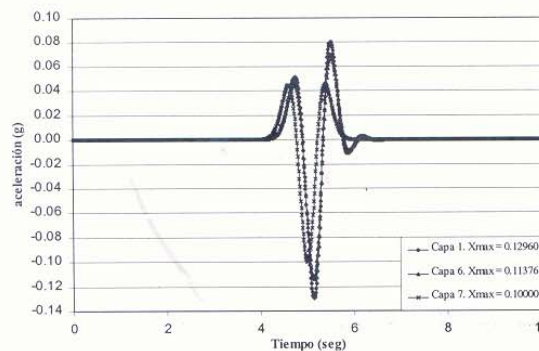


Figura 14. Comparación de la aceleración entre la capa 1 (superficie) y la 7 (base).

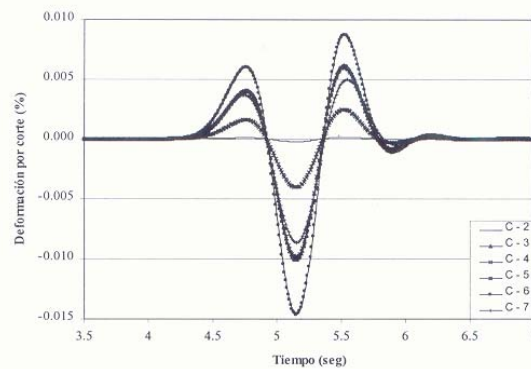


Figura 15. Deformación de los estratos. La gráfica solo muestra el rango de 3.5 a 7 s, de la historia en el tiempo de la deformación.

Otra forma de observar el comportamiento de la columna del suelo, es revisando la deformación que sufren las capas en la historia del tiempo. En la Figura 15, se puede ver que la capa que sufre la mayor deformación es la 6, esto permite disipar energía y por lo tanto reducir la señal de salida en la superficie.

Finalmente, en la Figura 16 se muestran a manera de resumen los valores máximos de esfuerzo, deformación y aceleración obtenidos en la columna. Los esfuerzos y las deformaciones son obtenidos a la mitad de cada capa, mientras que la aceleración se obtienen en la parte superior de cada estrato.

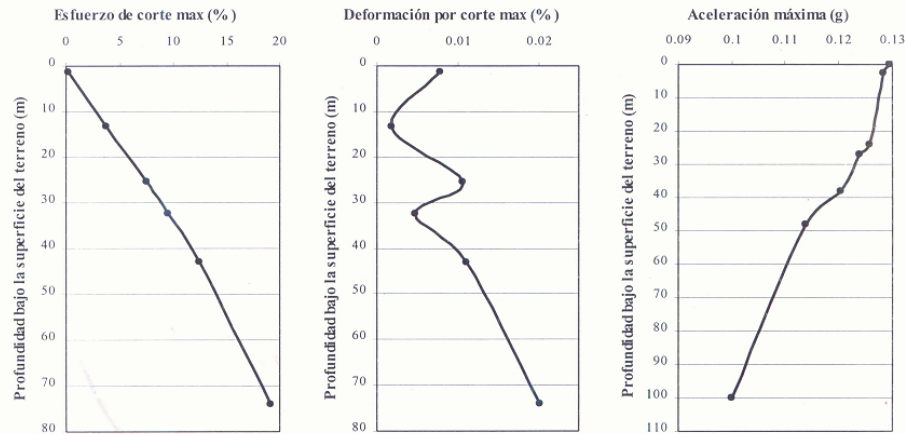


Figura 16. Valores máximos obtenidos en los diferentes estratos de la columna.

3 COMPARACIÓN CON LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS EXPERIMENTAL A PARTIR DE REGISTROS DE RUIDO AMBIENTAL

A partir de registros de ruido con los cocientes espectrales de las componentes horizontales sobre la vertical podemos analizar la posible existencia de un período predominante en la función de transferencia del suelo en el emplazamiento, es decir a este período aparecería una amplificación del movimiento del suelo en caso de sismo. Así podrá compararse con los resultados obtenidos con los cálculos realizados en la columna de suelo propuesta para el emplazamiento del acelerógrafo mostrada en el capítulo anterior.

Para ello se ha realizado una experimentación que consiste en medidas de ruido sísmico en el emplazamiento de aproximadamente 3 minutos cada una. El equipo utilizado ha sido un acelerógrafo (K2 de la marca Kinemetrics) de 19 bits de rango dinámico que permite una resolución de $40 \mu\text{m/s}^2$, suficiente para registrar los bajos niveles del movimiento del suelo correspondiente al ruido sísmico. En los registros realizados los niveles alcanzados han sido, por término medio, del orden de los $300 \mu\text{m/s}^2$.

En la Figura 17 se muestran los análisis espectrales realizados. En la valoración no se considerará los ruidos espúreos que aparecen a frecuencias superiores a los 50 Hz que son debidos a las condiciones de la medida experimental (como por ejemplo la falta de suficiente aislamiento eléctrico del equipo).

Se observa que para frecuencias inferiores a los 10 Hz la señal se mantiene prácticamente uniforme sobre un valor del cociente de 1. Para frecuencias superiores aparece un pico en la señal a una frecuencia alrededor de los 14 Hz lo que indicaría una posible amplificación a dicha frecuencia.

Estos resultados están de acuerdo con la función de transferencia (Figura 13) obtenida según la modelización en el capítulo anterior en la que no aparecen valores significativos de amplificación para frecuencias inferiores a 10 Hz y sólo aparece un pico entorno a 14 Hz, efecto de la capa delgada más superficial.

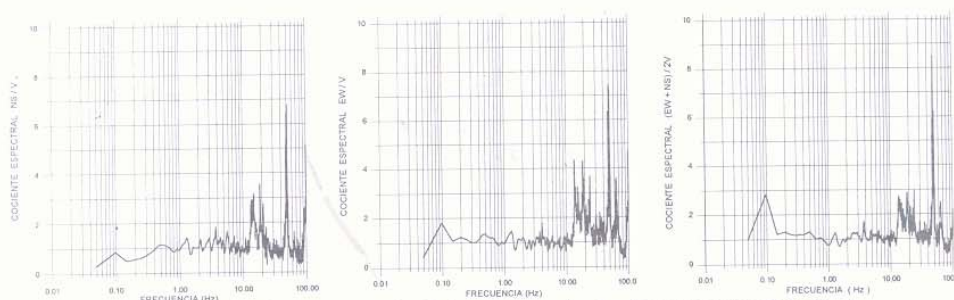


Figura 17. Cocientes espectrales de las componentes horizontales sobre la vertical.

4 ANÁLISIS DEL ACELEROGRAMA DE OLOT DEL SISMO DE SANT PAU DE FENOLHET DE 1996

El día 18 de febrero de 1996 se registró un terremoto a las 02 h 45 min (hora oficial) seguido de un gran número de replicas, con epicentro en el Pirineo oriental francés, siendo percibido en toda Cataluña (Butlletí Sismològic, 1996). La intensidad epicentral asignada de acuerdo a la escala MSK fue de VI. El sismo se registró en la estación acelerográfica de la ciudad de Olot, con los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento mostrados en la Tabla 2.

Componente	Aceleración		Velocidad	Desplazamiento
E	3.83 cm/s ²	0.004 g	0.17 cm/s	0.01 cm
Z	1.91 cm/s ²	0.002 g	0.13 cm/s	0.02 cm
S	4.55 cm/s ²	0.005 g	0.23 cm/s	0.02 cm

Tabla 2. Valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento de los Registros del sismo de Sant Pau de Fenolhet.

El terremoto tuvo una aceleración máxima de 4.55 cm/s² (0.00473 g), correspondiente a la componente horizontal N – S. En la Figura 18, se muestra el registro de la señal acotada entre los segundos 10 y 30 del registro total de 35 seg. Considerando que el intervalo de tiempo de muestreo para el registro de la señal fue de 0.005 s, se tiene un total de 4000 puntos que se utilizarán para el análisis de la columna de suelo.

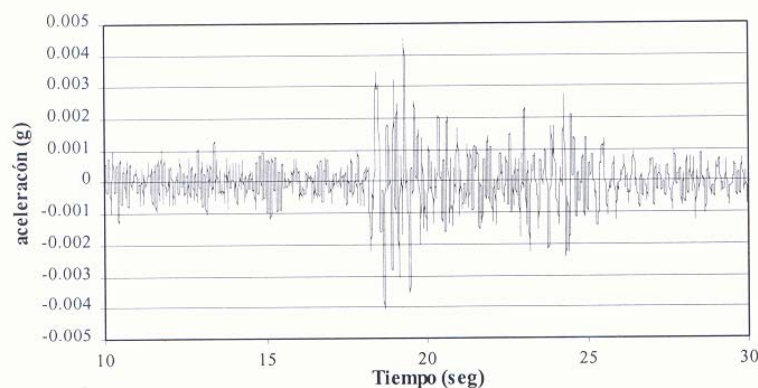


Figura 18. Registro de aceleración en la componente S – N, de la señal de Sant Pau de Fenolhet. La señal se encuentra truncada entre los 10 – 30 s.

Este registro obtenido en la superficie, se tomará como señal de entrada en la capa superficial y se utilizará la columna de suelo deducida en el capítulo 3, del primer análisis para obtener una señal en el basamento rocoso, es decir, se pretende deconvolucionar la señal registrada en la superficie, para obtener la señal que en teoría entraría por el basamento. En cuanto a las características de los materiales y curvas dinámicas se considerarán las mismas que se utilizaron en el primer análisis.

Revisando los resultados se puede observar que son similares a los obtenidos con la señal de Ricker, es decir, los valores de los espectros en el basamento rocoso son menores en general que los obtenidos en la superficie. En las Figuras 19a, 19b y 19c, se muestran los espectros de respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración respectivamente (en función del período T).

Comparando los espectros de desplazamiento se puede ver que en términos generales los valores en la capa superficial son mayores que los del basamento rocoso. En cuanto a los valores de velocidad en el rango de 0.25 a 0.40 segundos, los valores son mayores en el basamento, aunque en el resto de períodos los valores son mayores los de la capa superficial. Finalmente, en el espectro de aceleraciones existen dos picos uno en el período de 0.11s y el otro en el período de 0.29s. El valor máximo se obtiene en la capa superficial en el primer pico, aunque en el segundo pico el valor del basamento rocoso es mayor. El valor máximo del espectro de respuesta en superficie a un período 0.11s, es de 0.018 g.

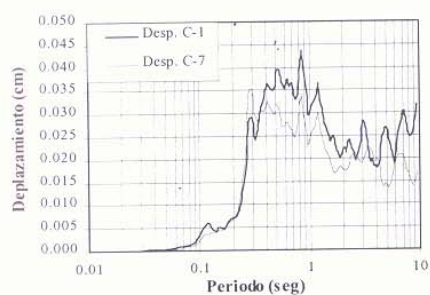


Figura 19a. Comparación de los espectros de desplazamiento entre la capa superficial (capa 1) y el basamento rocoso (capa 7).

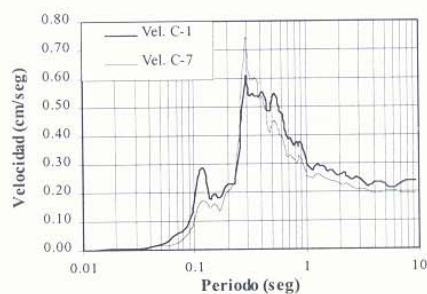


Figura 19b. Comparación de los espectros de velocidad entre la capa superficial (capa 1) y el basamento rocoso (capa 7).

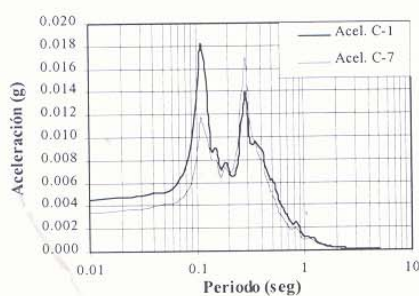


Figura 19c. Comparación de los espectros de aceleración entre la capa superficial (capa 1) y el basamento rocoso (capa 7).

En relación a la función de transferencia que se puede observar en la Figura 20, se puede observar que son similares a los obtenidos en el primer análisis. La amplificación máxima se obtuvo en la capa 6, correspondiente a los conglomerados y margas. Esta amplificación fue de 1.77, a una frecuencia de 1.75 Hz, aunque la amplificación obtenida en la capa 1, en esta misma frecuencia fue de 1.57, por lo que se presenta el mismo fenómeno de desamplificación de la señal obtenida en el análisis del primer ejemplo.

El valor máximo obtenido para frecuencias mayores a 10 Hz, se alcanzó en la capa superficial con una amplificación de 6.9 a una frecuencia de 15 Hz. Este valor es mayor que el obtenido en el ejemplo anterior que fue de 5.32, a una frecuencia de 14.38 Hz.

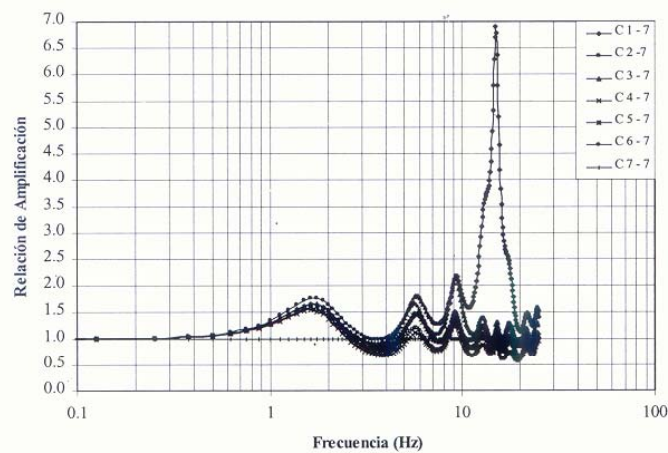


Figura 20. Espectros de amplificación de los estratos con respecto a la base de la columna.

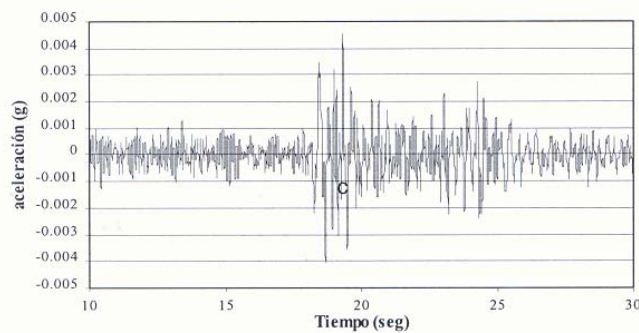


Figura 21a. Historia en el tiempo de la aceleración obtenida para las capas 1.

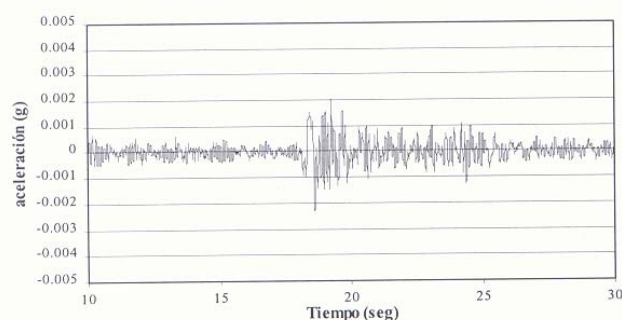


Figura 21b. Historia en el tiempo de la aceleración obtenida para las capas 6.

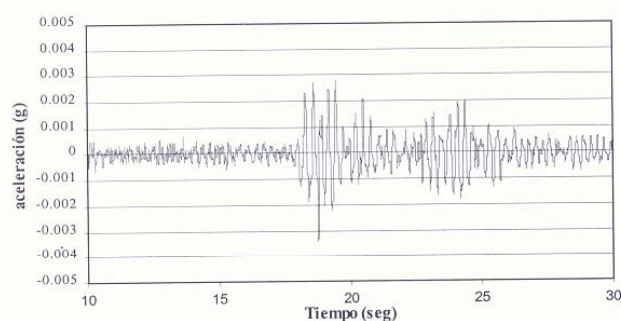


Figura 21c. Historia en el tiempo de la aceleración obtenida para las capas 7.

En la Figura 21a, 21b y 21c, se muestran las señales obtenidas en las capas seleccionadas de la columna de suelo teniendo en cuenta la función de transferencia deducida en el capítulo 3. Se puede observar que la señal obtenida en la capa 1, es la misma que se usó como señal de entrada. En la capa 6, la señal se reduce como consecuencia de la disipación de energía. Y finalmente se obtiene la señal en el basamento rocoso correspondiente a la capa 7. En esta capa el valor máximo obtenido fue de 0.00359 g, menor que el de la señal de entrada de 0.00473 g. Esta señal correspondería al registro en caso de tener el acelerógrafo en un emplazamiento rocoso. Como puede observarse, la modificación es notable tanto por la reducción del valor máximo de la aceleración en un 25 % como en la reducción de contenido espectral de la señal por debajo de 0.2s, es decir, por encima de 8 Hz, como queda reflejado en los espectros de aceleración de la figura 20c y en la propia señal (figuras 21 a y c). Cabe también señalar que el pico de 0.018g observado en el espectro de aceleración a 0.11 s (9 Hz) indica que la frecuencia de máxima amplificación obtenida por cálculo a 14 Hz podría ser más baja, lo cual indicaría un espesor superior de la capa de escorias bajo el emplazamiento.

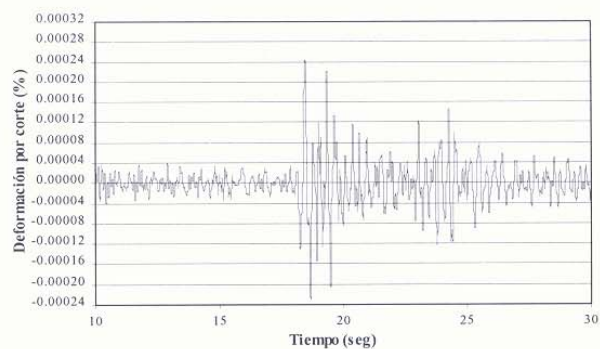


Figura 22a. Historia en el tiempo de la deformación en las capas 3.

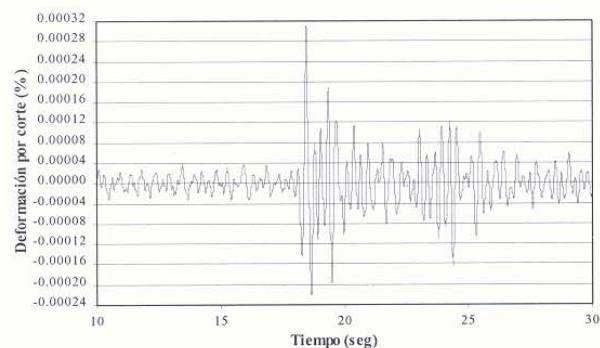


Figura 22b. Historia en el tiempo de la deformación en las capas 6.

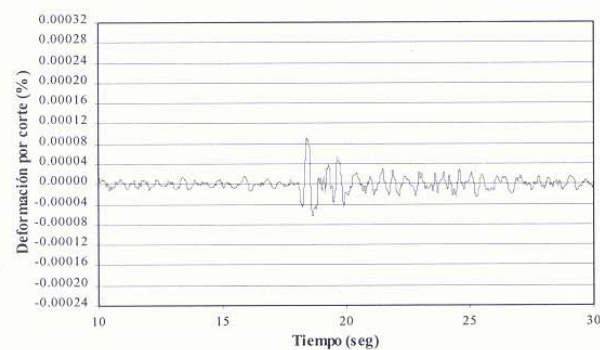


Figura 22c. Historia en el tiempo de la deformación en las capas 7.

En las Figuras 22a, 22b y 22c se muestran las deformaciones de las capas 3, 6 y 7. Se puede observar que las mayores deformaciones ocurren en la capa 6 (Figura 22b), por lo que ocurre una mayor liberación de energía, reduciendo con esto la amplificación de la señal.

Finalmente, en la Figura 23, se muestra los valores máximos de aceleración obtenidos en cada una de las capas. Es posible ver en esta Figura, como el valor obtenido en el basamento rocoso es menor que el obtenido en la capa superficial.

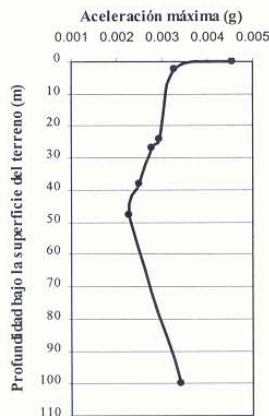


Figura 23. Valores máximos obtenidos para las diferentes capas de la columna.

5 CONCLUSIONES

A partir de la información geológica, de estudios geotécnicos y de las columnas litológicas de los pozos de agua, se ha caracterizado una columna de suelo en el emplazamiento del acelerógrafo. La profundidad máxima obtenida para esta columna fue de 100m hasta el basamento rocoso, dividida en 6 capas, con diferentes materiales entre ellos: escorias y gredas, basalto compacto, basalto fisurado, conglomerados y margas. En esta caracterización se constata la presencia de dos coladas de basalto compacto intercaladas entre conglomerados y basalto fisurado.

La función de transferencia de la columna considerada no presenta amplificaciones significativas para las frecuencias inferiores a 10 Hz, sólo en frecuencias mayores de 10 Hz, se obtuvieron las mayores amplificaciones, debido a la pequeña capa de escorias y gredas de 2.5 m.

Los espectros estudiados para dos señales de entrada (Señal de Ricker y Registro de Sant Pau de Fenolhet), se pudo observar en términos generales que son menores los obtenidos en el basamento rocoso que los obtenidos en la superficie, lo cual corrobora que efectivamente existe una amplificación de la señal.

Fue posible determinar la señal en el basamento rocoso, utilizando la columna de suelo definida para el emplazamiento del acelerógrafo e introduciendo el registro de Sant Pau de Fenolhet en la capa superficial. La aceleración máxima en el basamento rocoso fue un 25% menor que el registro en superficie.

El espectro del registro en superficie indica una amplificación importante entorno a 9 Hz, ligeramente inferior a la frecuencia de 14 Hz obtenida por los otros métodos. Ello podría indicar que el espesor de la capa formada por escorias y gredas podría ser algo mayor.

Finalmente, en la comparación de los resultados determinados mediante el análisis numérico con los obtenidos en el análisis experimental con registros de ruido ambiente, se pudo comprobar, en ambos casos, que para frecuencias inferiores a 10 Hz, no aparecen valores significativos de amplificación, mientras que los valores máximos se localizan en ambos casos entre las frecuencias de 10 y 20 Hz, debido al efecto de la capa delgada más superficial.

6 REFERENCIAS

Agència Catalana de l'Aigua (2000). Base de dades d'inventari de pous.

Brown, L. T., Diehl, J. G and Nigbor, R. L. (2000). "A simplified procedure to measure average shear-wave velocity to a depth of 30 meters (vs30)". *Proceedings of the 12th World Conferenced on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, **Paper No. 0677**.

Butlletí Sismològic (1996). Servei Geològic de Catalunya, Institut Cartogràfic de Catalunya.

Capdevila, M. (2000) Estudis geotècnics. Taller d'Arquitectura.Olot

Cid, J. (1998). "Zonación sísmica de la ciudad de Barcelona basada en la simulación numérica de efectos locales". Tesis doctoral.Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Fleta, J., Estruch, I. & Goula, X. (1998). "Geotechnical characterization for the Regional assessment of seismic Risk in Catalonia". *Proceeding of the meeting of the Enviromental and Engineering Geophysical Society* (European Section), Barcelona. p.p. 699-702.

Idriss, I. M. and Sun J. I. (1992). "A computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits SHAKE91", Center for Geotechnical Modeling Department of Civil & Environmental Engineering. University of California.

ITGE (1994). "Mapa Geológico de España". *Manlleu*. E: 1:50.000, hoja 294.

- Mallarach, J. M. (1982). "Carta geològica de la regió volcànica d'Olot: Litologia i geomorfologia". *Ajuntament d'Olot*, E: 1:20.000.
- Mallarach, J. M. (1998). "El Vulcanisme Prehistòric de Catalunya", Olot, 322pp.
- Mapa Comarcal de Catalunya (1993). "Garrotxa – 19", *Generalitat de Catalunya. Departament de Política Territorial i Obres Públiques*, Institut Cartogràfic de Catalunya, Barcelona. E: 1:50.000.
- Secanell, R., Goula, X., Susagna, T., Fleta, J. y Roca, A. (1999) " Mapa de zones sísmiques" 1er Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Murcia. Ia, 251 – 259.
- Toshinawa, T., Watanabe, Y., Kobayashi, T. and Uchiyama, Y. (2000). " Prediction of strong-motion characteristics of bedrock motion in Yokohama, Japan, based on source region classification". *Proceedings of the 12th World Conferenced on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, **Paper No. 0277**.
- Zerva, A., Petropulu, A. P. and Bard, P. Y. (2000). "Blind deconvolution of ground surface seismic recordings for site response identification". *Proceedings of the 12th World Conferenced on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, **Paper No. 0616**.

Cargas vivas máximas para Diseño de Edificios

Sonia Elda Ruiz Gómez

Instituto de Ingeniería
Universidad Nacional Autónoma de México
México, D. F.

Alberto Soriano Martínez

Instituto Mexicano del Petróleo
México, D.F.

RESUMEN

En este trabajo se discuten algunos modelos que existen para representar el comportamiento aleatorio de las cargas vivas en las construcciones. Dichas cargas se suponen constituidas por cargas sostenidas más cargas extraordinarias.

Los modelos matemáticos se representan mediante procesos estocásticos de Poisson. Por otro lado la magnitud de las cargas se representan por funciones de probabilidades tipo Gamma que se obtienen de muestreos hechos directamente en las construcciones.

Usando los modelos matemáticos descritos en la primera parte del escrito, se llega a valores de cargas máximas para el diseño de oficinas y de salones de clase (escuelas). Estos valores contienen información sobre levantamientos de cargas sostenidas instantáneas realizados en inmuebles de la ciudad de México; sin embargo, se considera que pueden aplicarse a construcciones de Latinoamérica, dado que el tipo de carga y los intervalos de tiempo en que se realizan cambios de ocupación son similares a los de México.

1 INTRODUCCIÓN

En estudios previos (Ruiz y Aguilar, 1994) se llegó a la conclusión de que la confiabilidad implícita en elementos de concreto reforzado diseñados con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y con el reglamento del Instituto Americano del Concreto (ACI) era totalmente diferente. La confiabilidad se estimó a través del índice β . En dichos estudios se demuestra que la confiabilidad de los elementos diseñados con el reglamento mexicano es mucho mayor que la de los diseñados con el reglamento americano.

En dichos estudios se menciona que las grandes diferencias entre los valores de β asociados a uno y otro reglamento, se deben a distintas causas como son la diferencia en el valor de la resistencia del concreto f'_c y la carga máxima de uno y otro reglamento (la carga adoptada por el ACI se estipula en el ANSI A58-1994).

Lo anterior motivó a la autora y a un grupo de estudiantes a estudiar con detalle las cargas máximas esperadas en diversos tipos de construcciones y los valores que se deben especificar en el RCDF. El presente constituye el primer trabajo realizado en México con datos obtenidos directamente en oficinas y en salones de clase.

En lo que sigue primeramente se describe la metodología que se siguió para realizar el estudio estadístico y posteriormente se aplica dicha metodología a oficinas y a salones de clase de varias escuelas públicas. Los resultados se usan para estimar los parámetros de la función de distribución de las cargas totales para diferentes áreas y periodos de recurrencia de 50 años (oficinas) y 100 años (escuelas). Los resultados se comparan con los que recomienda tanto el reglamento mexicano (RCDF) como el ANSI A58-1994 (que es la que adopta el reglamento del ACI). Para cada caso se dan recomendaciones sobre valores de cargas vivas máximas de diseño.

2 REPRESENTACIÓN DE LAS CARGAS VIVAS COMO PROCESOS ESTOCÁSTICOS

Una estructura durante su vida útil está sometida a variaciones estocásticas de la carga viva. La magnitud y duración de las cargas no se puede conocer en forma exacta, sin embargo es posible establecer modelos probabilistas que consideren su naturaleza aleatoria.

El comportamiento de la carga viva en el tiempo que actúan en un área de piso se puede representar por dos tipos de cargas. Estas son: las sostenidas y las extraordinarias. A su vez cada una de estas se puede referir a cargas instantáneas o a cargas máximas. Enseguida se da una breve explicación de estas definiciones. Posteriormente se explica de manera general el proceso numérico que se utilizó en este estudio para calcular la distribución de probabilidades de la carga máxima total.

2.1 Carga sostenida instantánea

Para el caso de las oficinas y los salones de clase las cargas vivas sostenidas instantáneas incluyen las debidas a papelería, mobiliario (pupitres, mesas, escritorios, etc.) y personas que laboran en las oficinas o bien estudiantes que asisten a clases. Su intensidad se considera constante durante ciertos intervalos de tiempo, hasta que ocurre un nuevo cambio de grupo de ocupantes. Se supone que estos cambios de ocupación se pueden modelar mediante un proceso estocástico de Poisson. La variación de las cargas en el tiempo se ilustra en la figura 1.a. Se verificó en este estudio que la función de distribución de probabilidades que gobierna este tipo de cargas es tipo Gamma (Peir y Cornell, 1973).

Los modelos de cargas vivas consideran que la intensidad de las cargas que se presentan en las estructuras actúan en forma estocástica en un área de piso. En este estudio se siguió el modelo propuesto por Ellinwood y Culver (1977). Estos autores proponen que la media es independiente del área y que la varianza no lo es.

La hipótesis general es que las cargas sostenidas permanecen constantes durante ciertos periodos de tiempo hasta que exista un nuevo intervalo de ocupación. Se supone que estos cambios de ocupación también siguen un proceso de Poisson, por lo que el tiempo entre cambios de cargas sostenidas se puede modelar mediante una función de distribución de probabilidades de tipo exponencial.

2.2 Carga sostenida máxima

La distribución de probabilidad de los máximos valores de la carga sostenida se adoptó en este estudio como Extrema Tipo I (ver McGuire y Cornell, 1974).

2.3 Carga extraordinaria instantánea

Tanto en las oficinas como en las aulas de clase y en la mayoría de las estructuras, existen eventos que provocan una sobrecarga, estos se representan por las cargas extraordinarias, cuya magnitud puede alcanzar valores muy altos, pero su duración (horas, días o semanas) es pequeña comparada con la de las cargas sostenidas, por lo que se considera que ocurren en un instante corto de tiempo (figura 1.b). Este tipo de cargas se pueden presentar cuando existe la necesidad de llevar a cabo una remodelación y se requiere almacenar el mobiliario y otros objetos en un área relativamente pequeña con el fin de dejar espacio libre. Por ejemplo, se presentan incrementos considerables de carga en las oficinas y en los salones de clase cuando hay juntas o fiestas, es decir, existen aglomeraciones de personas en un área de piso.

El modelo para cargas extraordinarias en este trabajo se representa a través de eventos de ocurrencia independiente de Poisson. Durante cada evento se supone que las personas se reúnen en grupos. El número de cada uno de estos también puede representarse por un proceso de Poisson, con media que depende del área. El modelo adoptado por McGuire y Cornell (1974) y por Ellinwood y Culver (1977) es el que se siguió en el presente trabajo. El valor esperado y la varianza son como sigue:

$$E(E) = \frac{\bar{\lambda} m_W m_R}{A}$$

$$Var(E) = \frac{\bar{\lambda} k (m_R \sigma_W^2 + m_W^2 \sigma_R^2 + m_W^2 m_R^2)}{A^2}$$

En donde k convierte la carga a un valor de carga equivalente uniformemente distribuida y A es el área total. Los términos m_W , σ_W , m_R , σ_R , representan la media y la desviación estándar, el subíndice W se refiere al peso de una persona y R es el número de personas en un grupo.

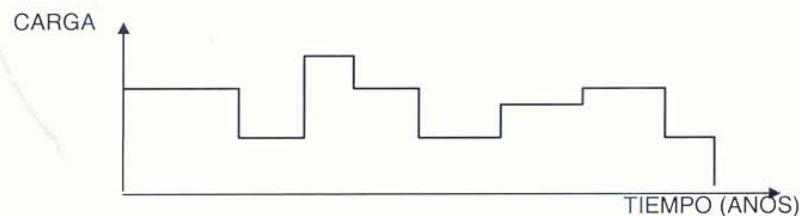


Figura 1.a Cargas sostenidas

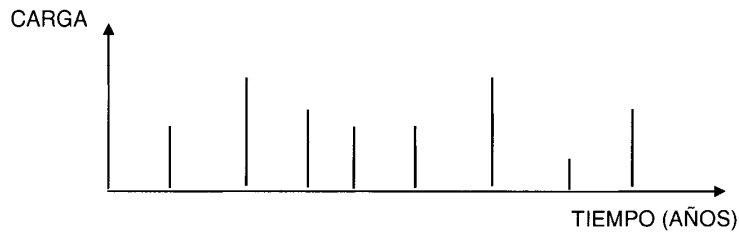


Figura 1.b Cargas extraordinarias

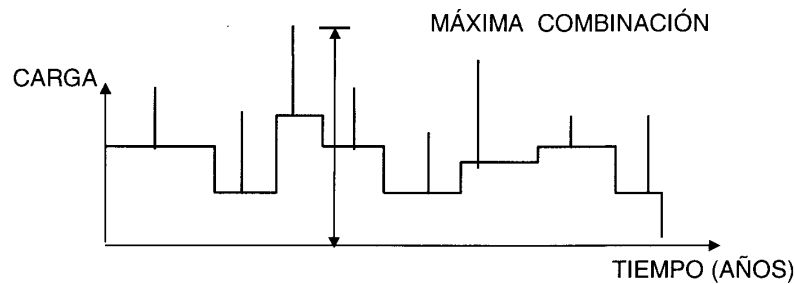


Figura 1.c Cargas sostenidas más extraordinarias

Figura 1. Representación de las cargas vivas.

2.4 Carga extraordinaria máxima

Se supone que la magnitud de las cargas extraordinarias se puede representar mediante una función de distribución de probabilidades tipo Gamma. De igual manera que la carga sostenida máxima, los valores máximos de las cargas extraordinarias siguen una función de distribución Extrema tipo I.

El modelo de la carga extraordinaria máxima considera que el tiempo de espera entre cambios de carga sigue una distribución exponencial, como consecuencia de suponer que el fenómeno está regido por un proceso de Poisson.

La función aproximada acumulativa ($FL_{xm}(I)$) de los valores máximos (Peir y Cornell, 1973) se expresa como:

$$FL_{xm}(I) = F_E(I) e^{-\nu_e T F_E(I) [1 - F_E(I)]}$$

En donde $F_E(I)$ es la función de distribución de probabilidades Gamma acumulada de la carga extraordinaria instantánea. El parámetro ν_e es la tasa promedio de ocurrencia de eventos extraordinarios y T el periodo de tiempo de interés (de acuerdo con la vida útil de la estructura).

Para niveles acumulativos altos, la ecuación anterior puede aproximarse por (McGuire y Cornell, 1974):

$$FL_{xm}(I) = e^{-v_e T [1 - F_E(I)]}$$

Para obtener la media y la varianza de las cargas extraordinarias máximas en este estudio se siguió el modelo matemático propuesto por Y.K.Wen (1977).

2.5 Carga total máxima

La carga máxima originada por la combinación de la carga sostenida y la extraordinaria durante la vida útil de la estructura puede deberse a uno de los siguientes tres casos (según Chalk y Corotis (1980).

El primer caso considerado en este modelo es la suma de la carga máxima sostenida durante la vida útil de la estructura (W_s) más la carga extraordinaria más grande que ocurre durante la carga máxima sostenida (W_{es}).

Para el segundo caso se suman la carga máxima extraordinaria (W_e) que se presenta en la vida útil de la estructura y la carga sostenida instantánea (W_{se}) que actúa al mismo tiempo que W_e .

En adición a estos dos casos se puede presentar un tercero. Este considera que se puede presentar, aunque con una menor probabilidad, la suma de la carga máxima extraordinaria durante la vida útil de la estructura (W_e) y la carga sostenida máxima (W_s).

La variación de la carga total máxima debe considerar los tres casos expuestos anteriormente. En el presente trabajo se sigue el método de simulación de Monte Carlo. Este considera de forma implícita estas tres combinaciones de carga, así como la probabilidad de que se presente cada una de ellas.

3 MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTE CARLO

El modelo de simulación de cargas vivas por el método de Monte Carlo se resume en los siguientes pasos:

- 1) Determinar los intervalos de tiempo entre cambios de carga sostenida. Los intervalos de duración de las cargas sostenidas se generan a partir de una función de distribución de probabilidades exponencial. Se generan intervalos de tiempo t_i dentro del intervalo de tiempo de vida útil (periodo de retorno $T = 50$ años para oficinas, y 100 años para aulas de escuelas), y un índice de cambios de ocupación de cargas sostenidas (en este caso se adoptó $\alpha_s = 1$ para salones de clase, y 1/8 para oficinas).
- 2) Generar la magnitud de la carga sostenida instantánea. Para generar valores de esta carga es necesario conocer la función de distribución de este tipo de cargas. Esta se obtiene a partir de muestreos de las cargas instantáneas en los inmuebles. En estos casos la función de distribución de la magnitud de las cargas instantáneas es tipo Gamma.
- 3) Encontrar la carga extraordinaria máxima. Mediante la función de distribución Extrema Tipo I y las fórmulas propuestas por Y. K. Wen (1979) se genera el valor medio y la desviación estándar de la carga viva extraordinaria máxima.
- 4) Elegir la combinación más desfavorable de la carga total. Esta es igual a suma de los valores de la carga sostenida instantánea más la carga extraordinaria máxima (valores

generados en los incisos 2 y 3) durante los t_i intervalos de tiempo (valores generados en el inciso 1) que se presentan durante la vida útil (T) de la estructura.

- 5) Guardar la combinación de carga total máxima más desfavorable
- 6) Repetir los pasos anteriores N veces. Donde N es el número de simulaciones que se desea realizar (en este estudio N = 1000).
- 7) Obtener los valores medios y desviaciones estándar de las cargas totales máximas
- 8) Realizar los pasos 1 al 7 para distintas áreas de influencia.

El modelo de simulación aquí expuesto obtiene de manera directa diferentes combinaciones de cargas vivas durante cada paso de simulación. A partir de estas se obtiene la combinación de valores máximos que pueden ocurrir en cierto intervalo de recurrencia.

4 ESTUDIO ESTADÍSTICO DE LAS CARGAS

En la primera fase de este estudio se obtuvieron histogramas de los objetos que más frecuentemente se encuentran en las oficinas y salones de clase como son: libros, hojas de papel, fólder, sillas, computadoras personales, mesa bancos, etc. A partir de las mediciones hechas, se construyó una tabla básica de valores medios de aproximadamente 60 objetos típicos de oficina y muchos menos para salones de clase. Dicha tabla se modificó dependiendo de las características específicas de cada conjunto de inmuebles estudiados.

El procedimiento general para la estimación de cargas consistió de los siguientes pasos: 1) arreglos preliminares para solicitar autorización para visitar los inmuebles, 2) inspección inicial del inmueble y verificación de su estado de carga, 3) peso de algunos muebles atípicos, 4) elección del tamaño de las áreas básicas, 5) estimación visual de las cargas instantáneas en las áreas básicas, y 6) dibujo de la planta del inmueble en estudio.

Los modelos probabilistas descritos anteriormente se alimentaron con datos estadísticos obtenidos directamente de oficinas y salones de clase en la ciudad de México. Se muestreó un total de 14890 m² correspondiente a oficinas, y un área de 13700 m² a salones de clase.

- El proceso anterior se aplicó a los siguientes cinco edificios de oficinas:
 - Instituto de Ingeniería, UNAM (Edif.2. Edificio más cargado de los cinco tratados)
 - Dirección General de Inst. Tecnológicos (DGIT - DGETA)
 - Instituto Mexicano del Petróleo (SIPE y SIPPI)
 - Ingenieros Civiles Asociados (ICA)
- Por otro lado, las escuelas visitadas fueron las siguientes:
 - Escuela Primaria "Insurgentes Bravo"
 - Escuela Primaria "General Francisco Menéndez"
 - Escuela Secundaria Diurna Núm. 168
 - Escuela Secundaria Núm. 185
 - Escuela Nacional Preparatoria Núm. 5 "José Vasconcelos"
 - Escuela Nacional Preparatoria Núm. 6 "Antonio Caso"
 - Facultad de Ingeniería, División de Ciencias Básicas, UNAM.
 - Facultad de Contaduría y Administración, UNAM.

4.1 RESULTADOS DEL ÁREA TOTAL ESTUDIADA CORRESPONDIENTE A OFICINAS

Carga viva sostenida instantánea.

Los datos de las cargas sostenidas instantáneas de los cinco edificios de oficinas analizados se unieron y a partir de ellos se obtuvo la media (μ) y la varianza (σ^2) de la carga viva sostenida instantánea del área total estudiada (14890 m²).

$$\mu = E[L] = 75.1 \frac{kg}{m^2} ;$$

$$\sigma^2 = Var[L] = 409.29 + \frac{4647.74}{A} \left(\frac{kg}{m^2} \right)^2$$

Se supone que los cambios de ocupación de oficinas se rige por un proceso de Poisson, con tasa media de ocurrencia igual a 1/8 de año.

Carga extraordinaria.

En este estudio se consideraron los siguientes datos: (σ_w , σ_w) = (150, 25); W, representa el peso de una persona concentrada en una celda en lb, y (σ_R , σ_R) = (4, 2); R, representa el número de personas cargando una celda.

La ocurrencia de las cargas extraordinarias también se supone como un proceso de Poisson, con tasa media de ocurrencia igual a 1 año.

Cargas totales.

Con el fin de obtener la distribución de las cargas totales máximas se aplicó el modelo de simulación de Monte Carlo descrito previamente en este trabajo.

Los resultados de esperanza E y varianza (Var) de las cargas máximas totales se presentan en la Tabla 1. La varianza muestra una reducción en función del área. Esto ocurre tanto para cargas sostenidas instantáneas (s), como para cargas extraordinarias (e) y cargas totales máximas (t).

En la figura 2 se presentan los valores que propone el ANSI-1994 y los valores medios que se obtienen con el programa de simulación de Monte Carlo descrito previamente en este artículo. Como se ve en la figura 2, los resultados que se obtuvieron en este estudio resultan muy similares a los propuestos por el ANSI-1994. Los actuales valores de diseño especificados en el ANSI -1994 son muy cercanos a la media de la máxima combinación de carga viva para el diseño de estructuras, asociada a un periodo de retorno de 50 años.

En la figura 3 se comparan estos valores con los propuestos en el actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF). La figura muestra en el eje de las abscisas el área tributaria. Debido a esto aparecen curvas relacionadas con vigas y con columnas. En dicha figura se puede observar que los valores del Reglamento RCDF resultan parecidos a los valores medios

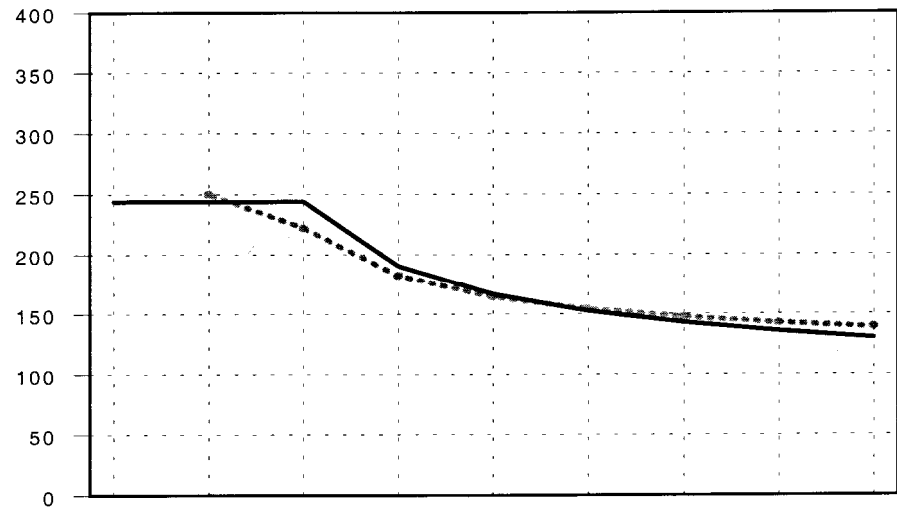
que se obtienen de la simulación de Monte Carlo y a los valores nominales propuestos por el ANSI-1994 para áreas tributarias pequeñas; sin embargo, a medida que el área tributaria aumenta las diferencias son mayores. Es decir, los valores medios de las intensidades de cargas vivas totales que se obtuvieron en este estudio son significativamente menores a lo que propone el RCDF-1993, a pesar de que en esta investigación se revisaron cargas vivas en edificios de oficinas cuya densidad de ocupación es alta. En la misma figura 3 se presentan los valores que se especificaban en el RCDF de 1976. Como se puede ver, estos valores son parecidos a los obtenidos en este estudio, para áreas mayores que 36 m^2 .

En la Tabla 2 se observa que los actuales valores nominales (W_m) del RCDF (1993) resultan muy conservadores, y que tienen probabilidades de excedencia P^* cada vez más pequeñas a medida que aumenta el área de influencia, A_i . También se observa que los valores nominales (L) que propone el ANSI (1994) tienen probabilidades de excedencia (P^*) cercanos a 50% para áreas relativamente pequeñas, y probabilidades de excedencia ligeramente mayores (aunque no se alejan demasiado de 50%) a medida que aumenta el área.

En la Tabla 2 α y u representan los parámetros de la función Extrema Tipo I. La obtención de estos parámetros se describe más adelante.

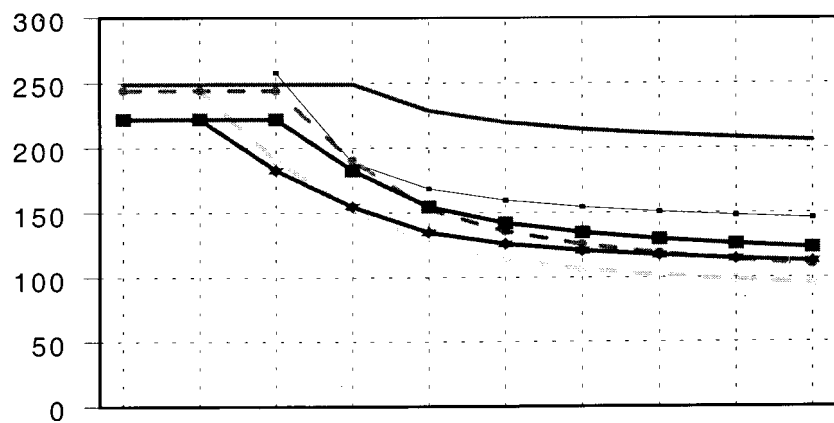
TABLA 1. Datos estadísticos y resultados de la simulación.

DATOS DE ENTRADA					RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN					
AREA M^2	σ_{Ls} kg/m^2	σ_{Ls} kg/m^2	σ_{ex} kg/m^2	σ_{ex} kg/m^2	$E[e]$ kg/m^2	$\text{Var}[e]$ $(\text{kg/m}^2)^2$	$E[s]$ kg/m^2	$\text{Var}[s]$ $(\text{kg/m}^2)^2$	$E[t]$ kg/m^2	$\text{Var}[t]$ $(\text{kg/m}^2)^2$
18.6	75.1	25.7	39.1	39.8	159.5	1801.9	90.5	806.7	250.0	1734.5
37.2	75.1	23.1	45.7	30.4	130.9	1043.4	91.1	652.1	222.0	1010.9
74.3	75.1	21.7	37.1	19.4	87.1	491.9	95.0	525.2	182.2	553.9
111.5	75.1	21.2	31.4	14.6	66.7	327.0	97.6	469.9	164.3	443.8
148.6	75.1	21.0	27.7	11.8	54.7	249.1	99.3	418.1	154.1	403.2
185.8	75.1	20.8	25.1	10.1	47.2	193.6	100.1	385.5	147.4	374.1
223.0	75.1	20.8	23.0	8.8	41.7	149.1	100.8	363.1	142.5	353.6
260.1	75.1	20.7	21.4	7.9	37.8	125.6	101.2	351.4	138.9	343.8

CARGA VIVA (kg/m^2)

ÁREA DE INFL. [m^2]	0.0	18.6	37.2	74.3	111.5	148.6	185.8	223.0	260.1
MOD. SIM. 5 EDIF.	250.0	250.0	222.0	182.2	164.3	154.1	147.4	142.5	138.9
ANSI-1994	244.1	244.1	244.1	190.5	166.7	152.6	142.9	135.8	130.2

Figura 2. Reducción de las cargas vivas en función del área.
(Datos de los cinco edificios analizados)

CARGA VIVA (kg/m^2)

ÁREA TRIBUTARIA (m^2)	0.0	9.3	18.6	37.2	74.3	111.5	148.6	185.8	223.0	260.1
RDF-93	248.9	248.9	248.9	248.9	228.7	219.8	214.4	210.8	208.1	206.0
RDF-76	248.9	248.9	257.8	188.9	168.7	159.8	154.4	150.8	148.1	146.0
ANSI COLUMNAS	244.1	244.1	190.5	152.6	125.7	113.9	106.8	101.9	98.4	95.6
ANSI VIGAS	244.1	244.1	244.1	190.5	152.6	135.7	125.7	118.9	113.9	110.0
MODELO COL.	222.2	222.2	182.6	154.7	134.9	126.2	120.9	117.4	114.7	112.7
MODELO VIGAS	222.2	222.2	222.2	182.6	154.7	142.3	134.9	129.9	126.2	123.3

Figura 3. Reducción de las cargas vivas en función del área.
(Datos de los cinco edificios analizados)

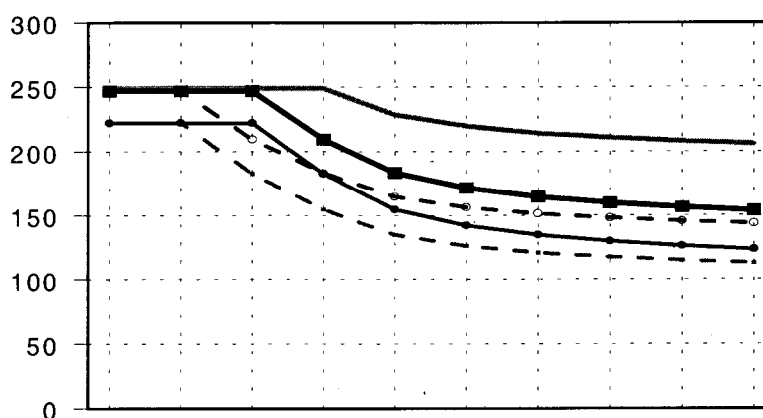
TABLA 2. Probabilidades de excedencia para diferentes áreas cargadas

A_i m^2	$E[t]$ Kg/m^2	$Var[t]$ $(kg/m^2)^2$	α	U kg/m^2	$W_m(RCDF)$ kg/m^2	P^*	$L(ANSI)$ kg/m^2	P^*
18.6	250.0	1734.5	0.0308	231.3	250.0	0.429	244.1	0.489
37.2	222.0	1010.9	0.0403	207.7	250.0	0.166	244.1	0.205
74.3	182.2	553.9	0.0545	171.6	250.0	0.013	190.5	0.300
111.5	164.3	443.8	0.0609	154.8	236.3	0.007	166.7	0.383
148.6	154.1	403.2	0.0638	145.0	228.7	0.004	152.6	0.461
185.8	147.4	374.1	0.0663	138.7	223.6	0.0036	142.9	0.530
223.0	142.5	353.6	0.0682	134.1	219.8	0.0029	135.8	0.588
260.1	138.9	343.8	0.0691	130.6	216.8	0.0026	130.2	0.641

De los párrafos anteriores se deduce que existe similitud entre los valores nominales del ANSI y los valores medios obtenidos en este estudio, y que estos discrepan de los especificados en el actual RCDF.

5 ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE OFICINAS CON CARGAS MUY GRANDES

En esta sección se hace un análisis sobre las cargas del Edificio 2 del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Se eligió el estudio particular de este edificio por las siguientes dos razones: 1) la media de las cargas sostenidas instantáneas es mayor en este edificio que en todos los demás analizados, y 2) la variabilidad de las cargas con el área es menor que la que presentan los demás edificios que se estudiaron.

CARGA VIVA (kg/m^2)

ÁREA TRIBUTARIA (m^2)	0.0	9.3	18.6	37.2	74.3	111.5	148.6	185.8	223.0	260.1
RDF - 1993	248.9	248.9	248.9	248.9	228.7	219.8	214.4	210.8	208.1	206.0
MOD.SIM.5.EDIF.COLUMNAS	222.2	222.2	182.6	154.7	134.9	126.2	120.9	117.4	114.7	112.7
MOD.SIM.5.EDIF.VIGAS	222.2	222.2	222.2	182.6	154.7	142.3	134.9	129.9	126.2	123.3
MOD.SIM.6.COLUMNAS	246.9	246.9	209.6	183.3	164.7	156.4	151.5	148.1	145.7	143.7
MOD.SIM.6.VIGAS	246.9	246.9	246.9	209.6	183.3	171.6	164.7	159.9	156.4	153.7

Figura 4. Reducción de las cargas vivas en función del área.
(Datos de cinco edificios analizados, Instituto de Ingeniería y RCDF-1993)

Los resultados de este análisis se presentan en la figura 4. En esta se muestran varias curvas. Estas corresponden a lo siguiente: 1) los valores nominales especificados en el actual RCDF (línea continua, sin símbolos); 2) los valores medios obtenidos con simulación de Monte Carlo correspondientes a los datos de todos los edificios tratados en este estudio (MOD. SIM. 5 EDIF); y 3) los valores medios obtenidos con simulación pero considerando sólo las plantas de Mecánica Aplicada y Estructuras del Instituto de Ingeniería (MOD. SIM. ii). La figura muestra que los valores medios de este último caso se acercan a lo que propone el RCDF, sin embargo el RCDF presenta valores mayores. Es decir, que aún considerando áreas de oficinas muy cargadas se obtienen valores menores a lo que establece el actual Reglamento. Lo anterior conduce a afirmar que las cargas especificadas en el RCDF son extremadamente conservadoras a medida que el área aumenta.

Enseguida se encuentran leyes de reducción de cargas totales con base en los resultados de este estudio.

6 LEY DE REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA CON EL ÁREA

En lo que sigue se ajustan las curvas que gobiernan la reducción de cargas con el área considerando los dos siguientes grupos de datos: 1) la estadística de los edificios en estudio (en la figura 5 se describe como: CINCO EDIFICIOS); y 2) la estadística sólo del edificio más cargado (llamado INSTITUTO DE INGENIERÍA en la figura 5). Los datos del primer caso se refieren a las primeras dos columnas de la Tabla 2, excepto que en dicha tabla las áreas son de influencia A_i , y en la figura 5 dichas áreas son tributarias A_T . El ajuste de las rectas se realizó utilizando la técnica de mínimos cuadrados.

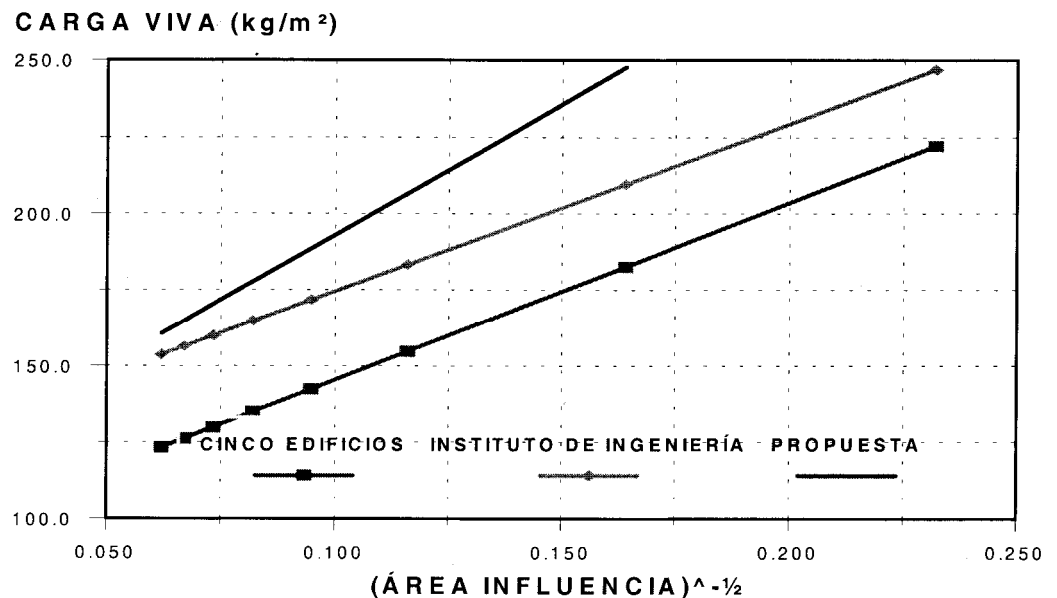


Figura 5. Fórmula de reducción de cargas vivas en oficinas.

La recta ajustada con los datos correspondientes a todos los edificios en conjunto (se indica en la figura 5 como: CINCO EDIFICIOS) se muestra mediante una línea continua con pequeños cuadros. Su ecuación es como sigue:

$$L = Wm \left(0.392 + \frac{3.705}{\sqrt{A_i}} \right) \left(\frac{kg}{m^2} \right)$$

Donde Wm , es igual a 222.2 kg/m^2 ; A_i , es el área de influencia (en m^2). A_i es cuatro veces el área tributaria para una columna y dos veces el área tributaria para una viga.

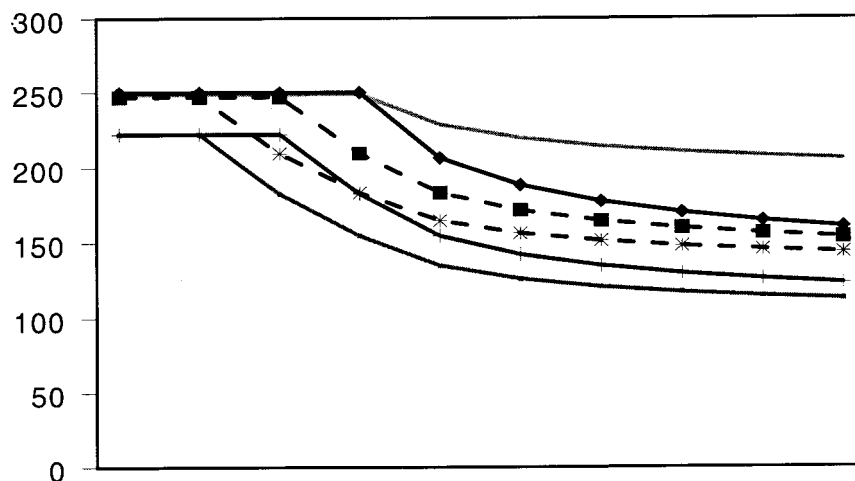
La recta que une las cruces corresponde a los datos del Instituto de Ingeniería. Por otro lado, la recta continua, sin símbolos, se refiere a la ley de reducción propuesta en este trabajo. Su ecuación, válida para áreas mayores que 36 m^2 , es la siguiente:

$$W = 107 + \frac{852}{\sqrt{A_T}}$$

donde A_T , es el área tributaria

En la figura 6 se presentan las leyes de reducción correspondientes a columnas y vigas de los cinco edificios analizados (líneas con cuadros muy pequeños, y con cruces); las asociadas al Instituto de Ingeniería (con asteriscos, y cuadros un poco más grandes); y la que se propone en este estudio (línea con rombos). En la misma figura se muestra la ley de reducción especificada en el RCDF (línea sin símbolos).

CARGA VIVA (kg/m^2)



ÁREA TRIBUTARIA (m^2)	0.0	9.3	18.6	37.2	74.3	111.5	148.6	185.8	223.0	260.1
RDF - 1993	248.9	248.9	248.9	248.9	228.7	219.8	214.4	210.8	208.1	206.0
MOD.SIM.II.COLUMNAS	222.2	222.2	182.6	154.7	134.9	126.2	120.9	117.4	114.7	112.7
MOD.SIM.II.VIGAS	222.2	222.2	222.2	182.6	154.7	142.3	134.9	129.9	126.2	123.3
MOD.SIM.II.COLUMNAS	246.9	246.9	209.6	183.3	164.7	156.4	151.5	148.1	145.7	143.7
MOD.SIM.II.VIGAS	246.9	246.9	246.9	209.6	183.3	171.6	164.7	159.9	156.4	153.7
PROPUESTA	249	249.8	249.8	249.8	206.6	188.5	177.7	170.3	164.8	160.6

Figura 6. Reducción de las cargas vivas en función del área.

(Datos de cinco edificios analizados, Instituto de Ingeniería, RCDF-1993 y propuesta)

En lo que sigue se da una breve descripción de la ley de variación que se propone en este trabajo.

Como se puede apreciar en la figura 6, para áreas superiores a 36 m^2 , la carga es ligeramente superior a los valores correspondientes al análisis de superficies muy cargadas (como la del Instituto de Ingeniería). Se propone que sea un poco superior a estos porque las cargas de dicho edificio podrían ser superadas. Esto se puede presentar ya sea porque se acumule demasiada papelería de oficina en esta, o bien porque se cambie el uso del inmueble. Por ejemplo después de los sismos de 1985 se descubrió que muchos edificios proyectados para oficinas se usaban como almacén de artículos diferentes, como por ejemplo telas.

En la zona cercana a los 36 m^2 la ley que se propone en este estudio, es conservadora. En esta zona se respetó lo propuesto en el RCDF de 1987: se conserva una carga uniforme hasta los 36 m^2 . Dentro de esta superficie se engloba la mayoría de los elementos secundarios y principales más usuales en la práctica.

La carga uniforme para áreas menores que 36 m^2 corresponde al valor medio obtenido por simulación para 18.6 m^2 (ver Tabla 2). En este caso es de 250 kg/m^2 . Es decir, coincide con lo especificado en el actual RCDF.

7 CONCLUSIONES SOBRE CARGAS EN OFICINAS

Las conclusiones de este estudio respecto a cargas vivas máximas en oficinas son las siguientes:

a) Los resultados de esta investigación muestran que los valores de carga nominal para oficinas que propone el actual Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal (RCDF-1993) proporcionan una seguridad adecuada para áreas pequeñas, y que son muy conservadores para áreas grandes.

b) El RCDF recomienda valores nominales con probabilidades de excedencia muy bajas a medida que el área crece. Dichas probabilidades de excedencia, asociadas a un periodo de recurrencia de 50 años, varían entre 42% (áreas pequeñas menores que 18.5 m^2), 0.70% (áreas moderadas de aproximadamente 111.5 m^2) y 0.26% (áreas grandes de aproximadamente 260 m^2). Como se ve, estas probabilidades tienen variaciones muy bruscas con el área comparadas con las que se obtienen de los valores nominales especificados en el ANSI-1994, que son cercanos a 50% (ver Tabla 2).

c) Comparando las cargas sostenidas medias de los edificios estudiados, se observan diferencias importantes entre un edificio y otro. En particular, las intensidades de las cargas sostenidas en una construcción (Edificio 2 del Instituto de Ingeniería) son significativamente mayores que las que corresponden a los otros casos. Procesando los datos que se obtuvieron para este caso se llegó a expresiones para los valores de cargas medias totales en función del área, válidas para superficies muy cargadas. Aún los valores medios obtenidos con estos datos son menores a los que se especifican en el actual RCDF. Mediante el estudio de este caso especial se corroboró que el RCDF es muy conservador para áreas mayores que 36 m^2 aproximadamente.

d) Según lo que se observó después de los sismos de 1985 y en este estudio, en ocasiones se cambia el uso del inmueble (parcial o totalmente), por lo que sus cargas actuantes no corresponden al tipo de ocupación para el que fue diseñado. Estas incertidumbres no se tomaron en cuenta directamente en los modelos probabilistas usados en este estudio; sin embargo, se trataron de considerar de manera muy simplificada mediante el análisis de un edificio muy cargado (Instituto de Ingeniería).

e) Durante la realización de este estudio fue posible observarse de que en algunos edificios el espacio propio para oficinas se utiliza para bodegas, zona de archiveros, equipo de aire acondicionado, salas de cómputo y pequeñas bibliotecas. Tomando esto en consideración, se

propusieron valores de cargas medias totales en función del área superiores a los correspondientes a superficies muy cargadas.

f) En este estudio se encontraron dos leyes de reducción de la intensidad de las cargas vivas en función del área tributaria.

1) La primera ley, basada en las estadísticas de cinco edificios analizados, asegura que las probabilidades de excedencia son aproximadamente del mismo orden (50%) tanto para áreas pequeñas como para grandes.

2) La segunda ley toma en cuenta principalmente las estadísticas del edificio más cargado.

Esta ley es la que aquí se propone para diseño, en sustitución de la que actualmente especifica el RCDF. Dicha ecuación da lugar a valores mayores que los que se obtienen del análisis de un edificio muy cargado (Instituto de Ingeniería). Esto se considera así con el fin de tomar en cuenta las incertidumbres debidas al cambio de uso del inmueble.

8 RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN PARA EL CONJUNTO DE ESCUELAS ANALIZADAS

Después de realizar un análisis independiente para cada uno de los niveles educativos, se realizó un análisis tomando en cuenta el conjunto de escuelas. Para ello se unieron los datos de las cargas sostenidas instantáneas de las ocho escuelas analizadas se unieron. Con esos datos fue posible obtener la varianza en función del inverso del área.

Los datos estadísticos para la carga viva sostenida instantánea de las ocho escuelas muestreadas son los siguientes:

$$\begin{aligned}\mu &= 67.65 \text{ kg / m}^2 \\ \sigma^2 &= 2307.8 / A \text{ (kg / m}^2\text{)}^2\end{aligned}$$

En la tabla 3 se muestran los resultados de la simulación para el conjunto de escuelas analizadas en forma simultánea.

La forma de la distribución de probabilidades (f.d.p.) de la carga total máxima se supone una función Extrema tipo I.

En la figura 7 se muestra en forma comparativa el valor medio de la carga máxima total en función del área para todas las escuelas en conjunto, para aquella que presentó mayores valores medios (Escuelas de nivel superior) y los valores de diseño propuestos por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-95) y el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF - 1993).

TABLA 3. Datos estadísticos y resultados de la simulación de todas las Escuelas analizadas

DATOS DE ENTRADA					RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN					
Área m ² (1)	σ_{Ls} kg/m ² (2)	σ_{Ls} kg/m ² (3)	σ_{Ex} kg/m ² (4)	σ_{Ex} kg/m ² (5)	E[e] kg/m ² (6)	Var[e] (kg/m ²) ² (7)	E[s] kg/m ² (8)	Var[s] (kg/m ²) ² (9)	E[t] kg/m ² (10)	Var[t] (kg/m ²) ² (11)
37.16	67.65	7.897	40.79	27.16	132.88	665.55	70.75	73.42	203.6	614.68
55.74	67.65	6.448	36.64	21.03	121.38	734.50	70.19	44.40	191.5	699.00
74.32	67.65	5.582	33.09	17.30	111.94	779.91	69.74	32.43	181.6	737.85
92.9	67.65	4.995	30.30	14.81	104.08	804.09	69.19	26.38	173.2	766.10
111.48	67.65	4.559	28.08	13.01	96.997	746.44	68.92	22.09	165.9	720.35
130.06	67.65	4.222	26.26	11.65	91.728	709.96	68.73	19.46	160.4	678.17
148.64	67.65	3.948	24.76	10.58	87.452	707.16	68.64	16.68	156.0	675.10
185.80	67.65	3.532	22.39	8.997	79.761	640.73	68.58	13.14	148.3	617.26
222.96	67.65	3.224	20.57	7.877	74.183	624.57	68.58	11.29	142.7	596.48
260.12	67.65	2.984	19.15	7.035	68.737	510.90	68.45	9.43	137.1	490.26

9 PROBABILIDADES DE EXCEDENCIA PARA DISTINTAS ÁREAS CARGADAS

Las probabilidades de excedencia se obtienen mediante la función distribución Extrema Tipo I, la cual representa a la distribución de la carga máxima total. La tabla 4 muestra en la segunda y tercera columnas los valores medios y la varianza de la carga total máxima para el conjunto de escuelas analizadas para distintas áreas de influencia (indicada en la primera columna). Los valores de los parámetros de la función de distribución Extrema Tipo I se presentan en las columnas 4 y 5 de la misma tabla. Estos parámetros son α y u , y se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \sqrt{\frac{1.645}{Var[x]}} \quad u = E[x] - \frac{0.577}{\alpha}$$

Conocidos α y u , se puede determinar la probabilidad que tiene un cierto valor de carga de ser superado para un periodo de tiempo dado.

A partir de los parámetros y de la forma de la distribución antes mencionada se obtuvo la probabilidad de excedencia (P^*) de los valores de carga máxima propuestos en el RCDF-1993 (W_m) y en las especificaciones de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-95). Dichas probabilidades se muestran en las columnas siete y nueve.

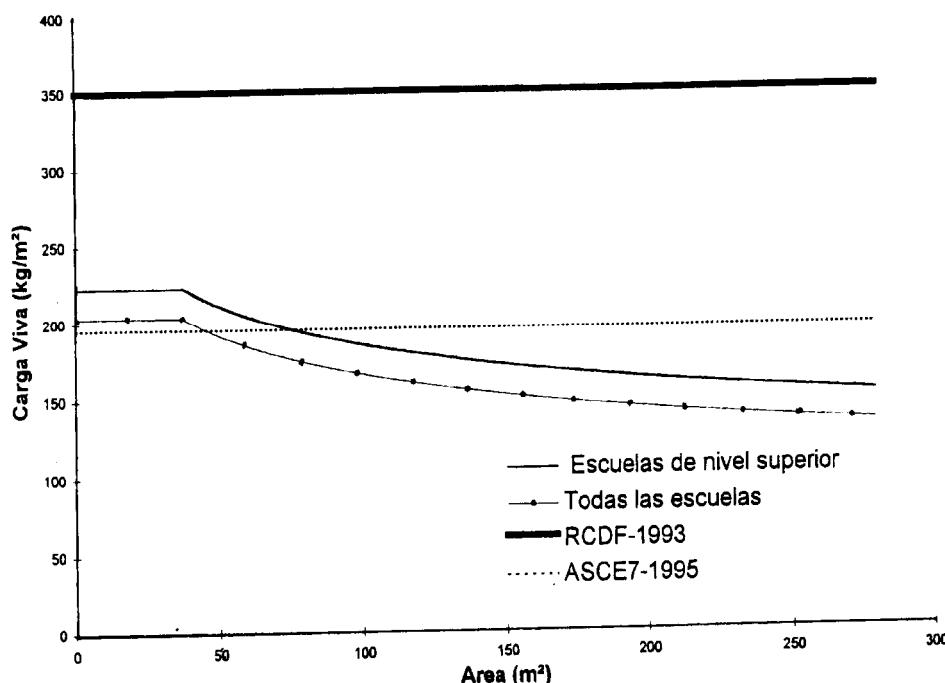


Figura 7. Valor medio de la carga máxima total del conjunto de escuelas, de las Facultades y valores de diseño de la ASCE 7-95 y del RCDF-1993

Como se puede observar en la Tabla 4 la probabilidad de que se exceda el valor especificado por el RCDF es muy pequeña y decrece a medida que el área crece. Esta probabilidad varía entre 0.0292 % (para áreas menores que 400 ft²) y 0.0002 % (para áreas de 2800 ft²). Estas corresponden a un intervalo de interés de 100 años.

Por otro lado la probabilidad de excedencia de los valores especificados en el ASCE 7-95 varían entre 57 % y 1.88 % para las mismas condiciones antes mencionadas (ver columna 9). En este caso se observa que sucede lo contrario, es decir las probabilidades de excedencia son grandes para áreas pequeñas aunque disminuyen para áreas grandes. Para áreas de 1000 ft² (que es la que toma como base la ASCE) la probabilidad de excedencia es de casi 20 %, mientras que para el RCDF-1993 es de 0.0157 %.

En la columna 7 de la tabla 5 se presentan probabilidades de excedencia para $W_m = 250 \text{ kg/m}^2$ que es la carga máxima de diseño propuesta a partir de este estudio.

En la figura 8 se presentan los valores especificados por el RCDF -1993 (350 kg/m²), los valores medios obtenidos para las escuelas de nivel superior, los valores calculados por Harris, Corotis y Bova (1981) y el valor propuesto en este trabajo (250 kg/m²).

TABLA 4. Probabilidades de excedencia para diferentes áreas cargadas

A_i m^2 (1)	$E[t]$ kg/m^2 (2)	$Var[t]$ (kg/m^2) (3)	α (4)	U (5)	W_m (kg/m^2) (RCDF) (6)	P^* (7)	L (kg/m^2) (ASCE) (8)	P^* (9)
37.16	203.63	614.68	0.052	192.48	350	0.00029	195.6	0.570
55.74	191.57	699.00	0.049	179.68	350	0.00026	195.6	0.364
74.32	181.67	737.85	0.047	169.45	350	0.00020	195.6	0.251
92.9	173.27	766.10	0.046	160.81	350	0.00015	195.6	0.180
111.48	165.92	720.35	0.048	153.85	350	0.00008	195.6	0.126
130.06	160.46	678.17	0.049	148.74	350	0.00005	195.6	0.094
148.64	156.09	675.10	0.049	144.40	350	0.00003	195.6	0.076
185.8	148.34	617.26	0.052	137.17	350	0.00001	195.6	0.047
222.96	142.76	596.48	0.053	131.78	350	0.00001	195.6	0.034
260.12	137.19	490.26	0.058	127.23	350	0.00000	195.6	0.018

TABLA 5. Probabilidades de excedencia para diferentes áreas cargadas

A_i m^2 (1)	$E[t]$ kg/m^2 (2)	$Var[t]$ (kg/m^2) (3)	α (4)	U (5)	W_m^* (kg/m^2) (propuesta) (6)	P^* (7)	L (kg/m^2) (ASCE) (8)	P^* (9)
37.16	203.63	614.68	0.052	192.48	250	0.0497	195.6	0.5709
55.74	191.57	699.00	0.049	179.68	250	0.0324	195.6	0.3684
74.32	181.67	737.85	0.047	169.45	250	0.0220	195.6	0.2513
92.9	173.27	766.10	0.046	160.81	250	0.0159	195.6	0.1801
111.48	165.92	720.35	0.048	153.85	250	0.0100	195.6	0.1265
130.06	160.46	678.17	0.049	148.74	250	0.0068	195.6	0.0942
148.64	156.09	675.10	0.049	144.40	250	0.0054	195.6	0.0763
185.8	148.34	617.26	0.052	137.17	250	0.0029	195.6	0.0475
222.96	142.76	596.48	0.053	131.78	250	0.0020	95.6	0.0342
260.12	137.19	490.26	0.058	127.23	250	0.0008	95.6	0.0187

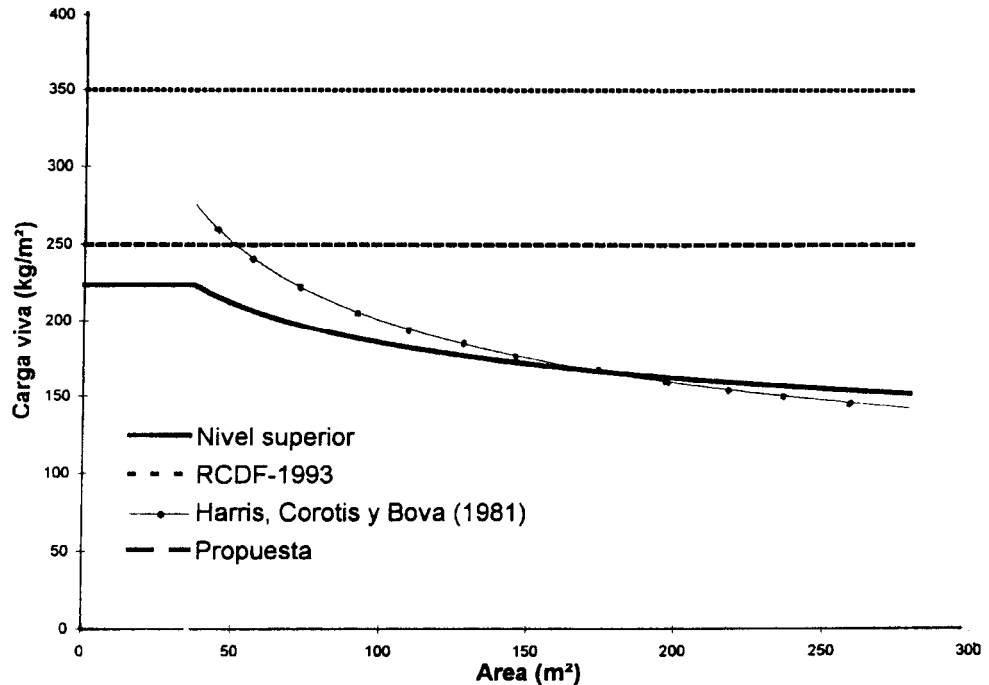


Figura 8. Valores medios de cargas y valores de diseño del RCDF-1993

10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA SALONES DE CLASE

Con base en los resultados obtenidos del muestreo de cargas vivas en salones de clase y del modelo de simulación Monte Carlo, se llega a las siguientes conclusiones respecto a las cargas vivas máximas en salones de clase:

- a) Los resultados de este estudio muestran que los valores de carga nominal que propone el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-1993) proporcionan una seguridad muy grande tanto para áreas pequeñas como para grandes.
- b) A partir de un análisis de los resultados obtenidos de la simulación y que se muestran en la tabla 4 se pueden proponer valores de diseño, dependiendo de: 1) las probabilidades de excedencia que sea adecuado adoptar para que se tengan estructuras económicas y seguras, 2) área de referencia que se seleccione, y 3) intervalo de tiempo de recurrencia que se considere adecuado.
- c) Las tablas 4 y 5 muestran las probabilidades de excedencia para la carga que proporciona el actual Reglamento mexicano (RCDF 1993), la carga recomendada por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-95) y la propuesta en este trabajo (250 kg/m^2). Sin embargo debe tenerse en cuenta que los factores de carga que se deben aplicar tienen que establecerse con las bases y niveles de confiabilidad adoptados en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. También debe considerarse que el modelo de cargas vivas empleado en el desarrollo del presente trabajo no considera efectos dinámicos provocados por cargas vibratorias sobre salones de clase.
- d) La carga viva máxima igual a 350 kg/m^2 (W_m) que recomienda el RCDF-1993, tiene una probabilidad de excedencia de 0.0292% para un área de referencia de 37.16 m^2 (400 ft^2),

mientras que una probabilidad de excedencia de 0.0157 % para un área de referencia de 92.9 m² (1000 ft²). Esta es el área que toma como referencia la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-95) para proponer la carga viva de diseño ($L = 195.6 \text{ kg/m}^2 = 40 \text{ lb/ft}^2$).

e) La carga propuesta igual a 250 kg/m² corresponde a una probabilidad de excedencia de 2.2 % para un área de referencia de 74.32 m², la cual corresponde al valor promedio de las aulas en el Distrito Federal, y a una probabilidad de excedencia de 1.6 % para un área de referencia de 92.9 m² (1000 ft²).

f) En la figura 8 se muestran los valores especificados por el RCDF-1993 (350 kg/m²), los valores medios obtenidos para las escuelas de nivel superior, el valor propuesto en la presente tesis (250 kg/m²) y los calculados por Harris, Corotis y Bova (1981). En esta figura se observa que los resultados obtenidos en el presente trabajo son muy parecidos a los de estos autores, aun cuando los datos corresponden a escuelas ubicadas en diferentes países. La curva obtenida por Harris, Corotis y Bova (fig. 8) presenta un decremento más pronunciado.

g) Las probabilidades de excedencia para los valores especificados en el ASCE 7-95 y el RCDF-1993 considerando un periodo de recurrencia de 100 años varían de 25.14 % para un área de 800 ft² (74.32 m²) a 1.876 % para 2800 ft² (260.12 m²), mientras que para el RCDF varían entre 0.02 % y 0.0002 %.

11 CONCLUSIONES GENERALES

Se han propuesto nuevos valores de cargas vivas máximas de diseño para el diseño de oficinas y de salones de clase. Ambos valores son menores a lo que actualmente se especifica en el reglamento mexicano RCDF-1993. Estos valores probablemente se modifiquen en futuras versiones del reglamento Mexicano.

Es deseable analizar otras estructuras con diferentes tipos de ocupación. Esto resulta conveniente para verificar la congruencia de la confiabilidad proporcionada en el RCDF por los valores de carga nominales para distintos usos de construcciones y áreas tributarias. Actualmente se lleva a cabo un estudio similar al presente sobre estacionamientos.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece la participación entusiasta de M. Vázquez, G. Cervantes y O. E. Urrego en el desarrollo de estos estudios. En particular se agradece a A. Sampayo quien colaboró en forma especial en el estudio sobre cargas en escuelas.

REFERENCIAS

American Society of Civil Engineers (1995). "Minimum design loads for buildings and other structures", New York.

Chalk, Philip L. y Corotis, Ross B., "Probability model for design live loads", Journal of the Structural Division, ASCE, Octubre 1980, ST10, 15753, 2017-2033.

Ellingwood, B. y Culver, Ch., "Analysis of live loads in office buildings", Journal of the Structural Division, ASCE, 1977, ST8, 1551-1560.

Harris, Michael E., Corotis, Ross B. y Bova, Carl J., "Area-dependent processes for structural live loads", Journal of the Structural Division, ASCE, Mayo 1981, ST5, 16266, 857-872.

McGuire, R. K. y Cornell, C.A., "Live loads effects in office buidings", Journal of the Structural Division, ASCE, 1974, ST7, 1351-1366.

Peir J. y Cornell, C.A., "Spatial and temporal variability of live loads", Journal of the Structural Division, ASCE, 1973, ST5, 903-922.

Ruiz S.E. y Aguilar J.C., "Reliability of short and slender reinforced-concret columns", Journal of Structural Engineering, ASCE, Jun 1994, Vol 120, No. 6. 1850-1865.

Ruiz S. E., Sampayo-Trujillo A., "Design live loads for classrooms in U.S.A. and Mexico", Diciembre de 1997, ASCE. American Society of Civil Engineers, pp. 1652-1657., Vol 123 No. 12.

Soriano, J. A., Ruiz, S. E., 1997. "Análisis Teórico de Cargas Vivas en Edificios". Publicación 586. Serie Azul, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Wen, Y-K., "Statistics of extreme live loads", Journal of Structural Division, ASCE, 1979, ST10, 1893-1900.

Nota: El presente artículo fue presentado en las XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Jubileo Prof. Julio Ricaldoni, llevadas a cabo del 13 al 17 de noviembre de 2000 en Punta del Este, Uruguay.

Estudio de la adherencia en materiales compuestos reforzados con fibra. Aplicación a hormigón armado.

Eduardo Car

Universidad Politécnica de Cataluña
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Jordi Girona 1-3, Edificio C1
Campus Nord, 08034 - Barcelona, España
email: car@cinne.upc.es.

Sergio Oller

Universidad Politécnica de Cataluña
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Campus Nord, 08034 - Barcelona, España.

Eugenio Oñate

Universidad Politécnica de Cataluña
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Campus Nord, 08034 - Barcelona, España.

RESUMEN

En este trabajo se presenta un modelo que permite simular el comportamiento constitutivo de materiales compuestos. El modelo se basa en la teoría de mezclas básicas y se presenta una modificación en la misma que permite tener en cuenta el fenómeno de deslizamiento relativo entre las distintas fases que intervienen en el material. La verificación del modelo constitutivo propuesto se realiza a través de la simulación numérica del comportamiento de una probeta entallada de hormigón armado. En la simulación numérica se presenta un estudio del fenómeno de transferencia de los esfuerzos entre la matriz (hormigón) y el refuerzo (acero) y una comparación entre un micromodelo, que presenta la discretización de las fases y un macromodelo, que utiliza el modelo constitutivo propuesto en este trabajo.

ABSTRACT

In this work a constitutive model for composite materials is presented. The model is based on the classical mixing theory and, due to the debonding phenomenon present in this type of materials, a modification is proposed. To check the constitutive model a numerical simulation of the behaviour of a reinforced concrete specimen with a notch in the central

area is presented. In the numerical simulation a study of the stress transfer phenomenon between matrix and reinforce phase is presented. A comparison between a macromodel and a micromodel of the specimen is given.

1 INTRODUCCION

En este artículo se presenta un modelo matemático que permite simular el comportamiento constitutivo del hormigón armado. El modelo constitutivo está basado en una teoría general que permite tener en cuenta los diversos constituyentes que conforman un material. En particular para el caso de hormigón armado se consideran dos materiales: hormigón y acero.

Esta teoría general se denomina teoría de mezclas de sustancias básicas y permite tener en cuenta los diversos constituyentes de un material y la interacción entre los mismos. La misma se basa, fundamentalmente, en la hipótesis de que la deformación de todos los materiales que intervienen en el compuesto son iguales. Esta situación es solo posible para el caso de materiales con comportamiento en paralelo, por ejemplo barras de acero en una matriz de hormigón (hormigón armado), despreciando los fenómenos en los extremos de las barras de acero. Esta ecuación de cierre, denominada también ecuación de compatibilidad de deformaciones, no es válida para el caso en que se produzca un deslizamiento entre el acero y el hormigón. Este fenómeno se produce en el instante en que la tensión cortante máxima admisible de la interfase entre el hormigón (matriz) y el acero (refuerzo) es superada. Por lo tanto es necesario introducir modificaciones en la teoría general que permita tener en cuenta los deslizamientos relativos entre los constituyentes del hormigón armado.

A continuación se presenta en forma general los distintos modelos empleados para simular el comportamiento de materiales compuestos. Posteriormente, se introduce la teoría de mezclas de sustancias, que constituye el marco general que permite simular el comportamiento de los materiales compuestos. En el apartado 4 se presenta la modificación a la teoría de mezclas que permite tener en cuenta el fenómeno de deslizamiento relativo entre las distintas fases del material. En el apartado 5 se presenta el modelo constitutivo elastoplástico utilizado en la matriz y para el zona de interfase se utiliza un modelo de daño de daño continuo (Oliver et al., 1990) Por último, en el apartado 6, se presenta una comparación entre un micromodelo, en el cual se tienen en cuenta geométricamente cada uno de los constituyentes del material, y un macromodelo que utiliza la teoría que aquí se presenta.

2 MODELO CONSTITUTIVO PARA MATERIALES COMPUESTOS

Los materiales compuestos están formados por diferentes tipos de sustancias inorgánicas u orgánicas. En particular el hormigón armado se considera como un material compuesto bifase.

Las características mecánicas de los materiales compuestos dependen de sus propiedades intrínsecas y extrínsecas como ser: características del proceso de fabricación, tamaño de microporos y distribución de los mismos, microfisuras, estados tensionales iniciales, etc.

Cada una de las sustancias componentes que integran el compuesto condicionan con su propia ley constitutiva el comportamiento del conjunto en función de la proporción del volumen en que participan y de su distribución morfológica en el compuesto.

Existen diversas teorías que permiten simular el comportamiento constitutivo de los materiales compuestos. La *Teoría de Mezclas* se considera adecuada para la simulación del comportamiento de materiales compuestos en régimen lineal y con ciertas modificaciones permite simular, también, el comportamiento una vez superado el límite de proporcionalidad del material.

La teoría de mezclas fue estudiada por Trusdell y Toupin (1960) y a su vez estos estudios dieron las bases de los trabajos de Ortiz y Popov (1982). Los resultados obtenidos por Trusdell constituyen también la base de trabajos como el de Green y Naghdi (1965) y el de Ortiz y Popov (1982) para materiales bifase. La teoría que aquí se presenta es más general y representa el comportamiento constitutivo de un material compuesto de " n " fases.

La teoría de mezclas clásica generalizada para " n " componentes permite considerar la combinación simultánea del comportamiento de las diversas fases de un compuesto. Cada una de estas sustancias puede tener una ley constitutiva isótropa o anisótropa. La teoría de mezclas clásica es solo adecuada para simular ciertos materiales compuestos que presentan un comportamiento en paralelo, por ej. matrices con refuerzo de fibras largas (hormigón armado). A continuación se presenta una breve introducción a esta teoría.

3 TEORIA DE MEZCLAS CLASICA

La teoría de mezclas de sustancias básicas se basa en la mecánica del sólido continuo local y se considera adecuada para explicar el comportamiento de un punto de un sólido compuesto. Se basa en el principio de interacción de sustancias componentes que constituyen el material, asumiendo las siguientes hipótesis: (i) en cada volumen infinitesimal de un compuesto participan un conjunto de sustancias componentes; (ii) cada componente contribuye en el comportamiento del compuesto en la misma proporción que su participación volumétrica; (iii) todos los componentes poseen la misma deformación (ecuación de cierre o compatibilidad); (iv) el volumen ocupado por cada componente es mucho menor que el volumen total del compuesto.

La segunda de las hipótesis implica una distribución homogénea de todas las sustancias en una cierta región del compuesto. La interacción entre las diferentes sustancias componentes, cada una con su respectiva ley constitutiva, determina el comportamiento del material compuesto y depende básicamente del porcentaje en volumen ocupado por cada componente y de su distribución en el compuesto. Esto permite combinar materiales con comportamientos diferenciados (elástico, elasto-plástico, etc.), donde cada uno de ellos presenta un comportamiento evolutivo gobernado por su propia ley. (Green and Naghdi, 1965) (Trusdell and Toupin, 1960) (Ortiz and Popov, 1982b) (Oller et al., 1996).

La tercera hipótesis establece que se cumple la siguiente condición de compatibilidad bajo la hipótesis de pequeñas deformaciones para cada una de las fases del material compuesto:

$$\varepsilon_{ij} := (\varepsilon_{ij})_1 = (\varepsilon_{ij})_2 = \dots = (\varepsilon_{ij})_n \quad (1)$$

donde ε_{ij} y $(\varepsilon_{ij})_n$ representan las deformaciones del conjunto y de la componente i -ésima del material respectivamente.

4 PROPUESTA PARA EL TRATAMIENTO DEL DESLIZAMIENTO ENTRE ACERO Y HORMIGÓN

El objetivo del apartado es realizar modificaciones a la teoría de mezclas presentada en el apartado anterior que permita tener en cuenta el deslizamiento entre las fases del hormigón armado (hormigón y acero).

El análisis de los materiales compuestos en este trabajo se realiza utilizando la teoría de mezclas de sustancias básicas. Esta teoría se basa en la combinación e interacción de las sustancias básicas que conforman el compuesto. Se considera que en cada punto del material en análisis participan todas las sustancias componentes a la vez y cada una de ellas con su propia ley constitutiva y en la proporción de volumen asignada. Todos los componentes del material deben satisfacer la condición de compatibilidad cinemática. Esta condición establece que la deformación total en un punto es igual para todos los componentes (Ecuación de cierre). (ec. 1)

Esta hipótesis es solo válida para materiales con comportamiento en paralelo, por ejemplo matrices con fibras largas, despreciando los fenómenos en los extremos de las fibras. En el caso de materiales compuestos reforzados con fibras cortas la ecuación de compatibilidad o cierre no se cumple. En este caso es necesario definir una ecuación de cierre distinta (Oller et al., 1995) o realizar una corrección en las propiedades de cada componente y mantener la ecuación de cierre (Car et al., 1998).

La ecuación de compatibilidad tampoco es válida en el caso en que se produzca un deslizamiento relativo entre las fases del material (hormigón y acero en este caso). Este fenómeno se produce en el instante en que la tensión cortante máxima admisible de la interfase entre acero y hormigón es superada.

4.1 MODIFICACION DEL MODELO CONSTITUTIVO PARA CONSIDERAR EL DESLIZAMIENTO ENTRE FASES

Los materiales compuestos constituidos por una matriz y un refuerzo poseen un comportamiento no-lineal complejo, debido a que se produce un deslizamiento del refuerzo, motivado por la pérdida de adherencia entre matriz y refuerzo. Este movimiento relativo entre refuerzo y matriz, produce también una pérdida de rigidez en el conjunto, que se refleja en una disminución de los parámetros mecánicos del compuesto, sin que ocurra rotura en la fase de refuerzo (Hild et al., 1994) (Hild, 1994).

La modificación de la teoría desarrollada en el apartado anterior, basada en la mecánica de medios continuos, consiste en introducir en la ecuación constitutiva un comportamiento basado fundamentalmente en el movimiento relativo de cuerpo rígido que se verifica entre fibra y matriz. La incorporación de este deslizamiento en la ecuación constitutiva desarrollada en este trabajo se realiza teniendo en cuenta que este fenómeno presenta dos características: a) pérdida de rigidez global debido a la disminución de la colaboración de la fibra en la matriz y b) deslizamiento relativo irrecuperable entre fibra y matriz.

Los materiales compuestos sometidos a estados tensionales en los cuales se ha producido el deslizamiento entre refuerzo y matriz no cumplen con la condición de compatibilidad impuesta por la teoría de mezclas de sustancias básicas. Este fenómeno tiene como consecuencia directa la imposibilidad de la matriz de transferir esfuerzos a la fase de refuerzo (acero). Esto es, el refuerzo no es capaz de aumentar su estado tensional por causas atribuibles a la zona de interfase refuerzo-matriz.

El modelo constitutivo se basa en la idea de que el proceso de transferencia de cargas de matriz a refuerzo varía en el momento en que la matriz sufre deformaciones plásticas. El movimiento relativo entre refuerzo y matriz puede representarse en mecánica de medios continuos a través de una deformación plástica irreversitable en el refuerzo. La determinación del inicio de este fenómeno se realiza mediante una condición de resistencia que compara la tensión efectiva del punto con la resistencia de la fibra. Dada la forma en que participa el refuerzo dentro del compuesto y el mecanismo de transmisión de tensiones entre refuerzo y matriz, la determinación de su máxima resistencia o resistencia real y su capacidad de colaboración depende de su propia resistencia nominal $(f^N)_{ref}$, o resistencia del refuerzo en condiciones aisladas, de la resistencia nominal de la matriz $(f^N)_{mat}$ y de la resistencia nominal de la interface refuerzo-matriz $(f^N)_{ref-mat}$, o capacidad de transferencia de tensiones desde la matriz al refuerzo. Desde otro punto de vista, se puede decir que la fibra participa dentro del compuesto en función de su propia resistencia y de la capacidad de transferencia de esfuerzo de la interfaz fibra-matriz, por lo tanto su resistencia está influenciada por el medio que la contiene. Se define entonces la resistencia del refuerzo contenido en una matriz como:

$$(f^R)_{ref} = \min \left\{ (f^N)_{ref}, (f^N)_{mat}, \left[2 (f^N)_{ref-mat} / r_f \right] \right\} \quad (2)$$

donde r_f es el radio del refuerzo. La ec. (2) se deducen los siguientes casos límites:

- Si la matriz es mas resistente que el refuerzo y la adherencia refuerzo-matriz es perfecta, la capacidad de participación del refuerzo queda limitada por su propia resistencia nominal $(f^R)_{ref} = (f^N)_{ref}$
- Si se produce una falla en la matriz por microfisuras, etc., en tanto el refuerzo se mantiene en régimen lineal, la resistencia del refuerzo queda limitada por la resistencia de la matriz, pues no se podrá transferir más tensión que la que le permite el medio que la contiene $(f^R)_{ref} = (f^N)_{mat}$
- Si la falla se produce en la interface refuerzo-matriz, la resistencia del refuerzo queda limitada por la de la interface $(f^R)_{ref} = 2 (f^N)_{ref-mat} / r_f$

En la mayoría de los materiales compuestos se verifica que el agrietamiento por cortadura en la interfaz se produce antes que la rotura del refuerzo y se observa una separación masiva entre refuerzo y matriz y por lo tanto la resistencia de la fibra queda limitada por la capacidad de la interfaz de transmitir esfuerzos. La aparición de fenómenos plásticos en la matriz de un material compuesto sometido a un estado de cargas monótono creciente

impide la transferencia de los esfuerzos desde la matriz hacia el refuerzo dando lugar a la aparición de deformaciones irreversibles por deslizamiento de la fase de refuerzo respecto de la matriz. A partir de este momento la transferencia de cargas de la matriz al refuerzo no es nula debido a la presencia de fenómenos de fricción entre ambas fases del material compuesto. Por lo tanto, el refuerzo aumenta su estado tensional según un módulo elástico diferente del inicial.

El modelo que se propone en este trabajo se basa en establecer el estado tensional en el que se encuentra el refuerzo en el momento de producirse la rotura en la matriz del compuesto. A partir de aquí las deformaciones irreversibles debidas al deslizamiento entre ambas fases se tienen en cuenta con un modelo elastoplástico con endurecimiento para la fase de refuerzo debido a la presencia de las fuerzas de rozamiento entre fibra y matriz. Por lo tanto, se trata de un modelo *no local material*, debido a que el estado de uno de los materiales (refuerzo) depende de otro (matriz).

A los fines de tener en cuenta la interacción entre matriz y el refuerzo, es necesario determinar el estado tensional de la fase de refuerzo en el momento en que se verifica el deslizamiento relativo entre fibra y matriz debido a la aparición de fenómenos plásticos en esta última. Este estado tensional es el máximo estado tensional que se transmite desde la matriz hacia el refuerzo bajo las condiciones de adherencia perfecta entre ambas fases. A partir de este momento los esfuerzos se transmiten por fenómenos friccionales. En la Figura 1 se muestra para el caso de un material compuesto formado por una matriz y fibra de refuerzos la interacción entre ambas fases que permite determinar la resistencia del refuerzo en función de los criterios enunciados anteriormente.

Con el objetivo de incluir el deslizamiento relativo entre fases en la formulación del modelo constitutivo para materiales compuestos se define la relación

$$r = \frac{\sigma^n}{f_\tau^R} \quad (3)$$

donde f_σ^R representa la resistencia del refuerzo σ^n representa la tensión en la dirección longitudinal del refuerzo en el momento en que se verifica el deslizamiento relativo entre refuerzo y matriz debido a la aparición de fenómenos plásticos en esta última.

A los fines de simular las deformaciones irreversibles que se verifican como consecuencia del deslizamiento entre refuerzo y matriz es necesario redefinir el criterio de fluencia de la fase correspondiente al refuerzo. El factor r permite establecer el momento a partir del cual la matriz no es capaz de transferir carga al refuerzo y simular los fenómenos de fricción entre refuerzo y matriz. Este factor se considera constante a partir del momento de plastificación de la matriz.

Por lo expuesto anteriormente, para incluir el deslizamiento en el modelo constitutivo es necesario redefinir el límite de proporcionalidad de las fibras, por lo tanto resulta:

$$\phi(\boldsymbol{\tau}; \mathbf{g}; \alpha) = F(\boldsymbol{\sigma}; \mathbf{g}) - rk(\alpha) = 0 \quad (4)$$

donde r está dado por la ec. (3). El producto $rk(\alpha)$ permite redefinir el umbral de tensiones del refuerzo a partir del instante en el que se producen fenómenos plásticos en la matriz del material compuesto. La modificación en la condición de fluencia hace necesario redefinir nuevamente el modelo constitutivo elastoplástico de la fase de refuerzo.

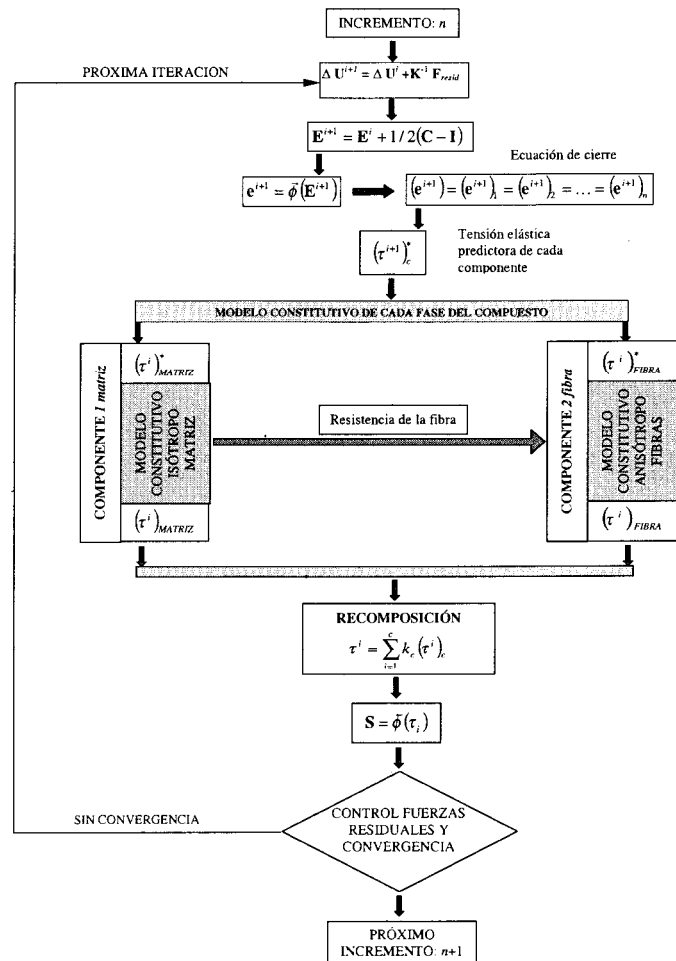


Figura 1: Esquema de solución de problema no lineal bifase con DFM

5 EXPRESION DEL MODELO CONSTITUTIVO ELAS-TOPLASTICO DEL REFUERZO

5.1 CONDICION DE FLUENCIA

Según se ha visto en el apartado anterior para tener en cuenta el deslizamiento relativo entre fases es necesario realizar una modificación en la condición de fluencia de la fase de refuerzo que permita redefinir la resistencia del refuerzo a partir del instante en el que se producen fenómenos plásticos en la matriz del material compuesto.

El factor de proporcionalidad r afecta al límite de proporcionalidad del material. Este parámetro no se introduce directamente en la condición de fluencia con el objetivo de alterar lo menos posible la estructura matemática de la plasticidad. La condición de fluencia ec.(4) puede reescribirse como:

$$\phi(\boldsymbol{\sigma}; \mathbf{g}; \alpha) = \frac{1}{r} f(\boldsymbol{\sigma}; \mathbf{g}) - K(\alpha) = 0 \quad (5)$$

La ec.(5) representa el nuevo criterio de fluencia que permite tener en cuenta el fenómeno de deslizamiento entre refuerzo y matriz a partir de establecer el momento en el que la matriz no es capaz de transferir carga al refuerzo y simular los desplazamientos relativos irreversibles entre refuerzo y matriz a través de la plasticidad.

5.2 REGLA DE FLUJO

La regla de flujo establece la ley de evolución de las deformaciones plásticas y se define como:

$$L_v(\mathbf{e})^p = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\tau}} \quad (6)$$

donde $g = g(\boldsymbol{\tau}; \mathbf{g})$ es la función de potencial plástico y $\dot{\lambda}$ es una función escalar no negativa conocida como parámetro de consistencia plástica que cumple con las condiciones de Kuhn-Tucker (Lubliner, 1990) (Crisfield, 1991). Para el caso de plasticidad asociada la ley de evolución de las deformaciones plásticas queda:

$$L_v(\mathbf{e})^p = \dot{\lambda} \frac{1}{r} \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\tau}} \quad (7)$$

La teoría de la plasticidad exige también el cumplimiento de

$$\dot{\lambda} \geq 0 \quad \phi(\boldsymbol{\tau}; \mathbf{g}; \alpha) \leq 0 \quad \dot{\lambda} \phi(\boldsymbol{\tau}; \mathbf{g}; \alpha) = 0 \quad (8)$$

Las condiciones dadas por la ec.(8) se conocen en la terminología clásica como condiciones de carga y descarga. Además, debe cumplirse la condición de persistencia expresada por la variación temporal de la función de fluencia:

$$\dot{\phi}(\boldsymbol{\tau}; \mathbf{g}; \alpha) = \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\tau}} \dot{\boldsymbol{\tau}} - \frac{\partial K}{\partial \alpha} \dot{\alpha} = 0 \quad (9)$$

	Material 1 Matriz de Hormigón	Material 2 Refuerzo de Acero	Material 3 Junta Mat-Refu
Tipo de Comportamiento	Mohr Coulomb Elasto-Plástico-Isótropo	Elástico-Isótropo	Daño de Kachanov
Mód. Young [kp/cm^2]	3.5×10^5	2.1×10^6	3.5×10^5
Coef. Poisson	0.2	0.0	0.0
Fricción interna	30°	-	30°
Resist. Compr. [kp/cm^2]	200	2000	20
Resist. Tracci. [kp/cm^2]	20	2000	20
Gf, Gc . [kp/cm]	0.25, 26.0		2.0, 2.0
Ley de comportamiento posterior a la fluencia	Recto con ablandamiento		Exponencial con ablandamiento

Tabla 1: Propiedades mecánicas de los materiales del micromodelo.

6 EJEMPLO

6.1 ESTUDIO DEL FENOMENO DE DESLIZAMIENTO ENTRE FASES A TRAVES DE UN MICROMODELO Y COMPARACION CON EL MODELO PROPUESTO

En este apartado se presenta un ejemplo de aplicación de la formulación que combina la teoría de mezclas, el modelo anisótropo en régimen de grandes deformaciones y la teoría que permite tener en cuenta el fenómeno de deslizamiento fibra-matriz descrito en este trabajo. El ejemplo consiste en comparar la simulación numérica de una probeta de material compuesto (hormigón armado) con una entalla central sometida a un estado de tracción en la que se han discretizado las fases de refuerzo y matriz (micromodelo), con una probeta similar en la que solo existe un material compuesto constituido por una fase de refuerzo y la matriz (macromodelo). Las simulaciones se han realizado empleando una malla de elementos finitos rectangulares de 4 nodos con un total de 343 elementos, 392 nodos y 766 grados de libertad para el caso del micromodelo y 291 elementos, 336 nodos y 644 grados de libertad para el caso del macromodelo. En la Figura 2 se observan las mallas y las condiciones de borde empleadas para cada caso. En el micromodelo se considera que está formado por tres materiales, matriz, zona de interfase fibra-matriz y refuerzo. El macromodelo está constituido por un material compuesto constituido por dos fases: fibra de refuerzo y matriz. La Tabla 1 muestra las propiedades mecánicas de los materiales empleados en el micromodelo. Las propiedades mecánicas de las fases que constituyen el material compuesto del macromodelo son idénticas a las de la matriz y refuerzo correspondientes al micromodelo.

El objetivo del ejemplo es mostrar el fenómeno de transferencia de carga de la matriz hacia la fase de refuerzo. El estudio de este proceso se realiza a través de un micromodelo y luego se compara la respuesta carga-desplazamiento del mismo con un macromodelo constituido por un material compuesto y en el cual no se individualizan físicamente sus componentes. En la Figura 4 y 5 se muestra la evolución de la tensión cortante en la zona

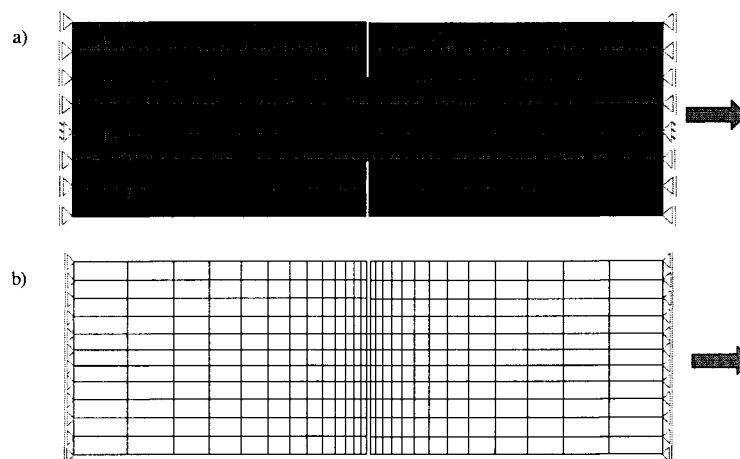


Figura 2: Malla de elementos finitos: a) micromodelo. b) macromodelo

de interfase fibra-matriz para distintos incrementos de carga. En el primer incremento de carga, en el cual no se verifican procesos irreversibles, se observa que la distribución de cortante a lo largo del refuerzo es similar a la curva teórica que se muestra en la Figura 3.

En la zona central se observa un cambio en el signo de los esfuerzos debido fundamentalmente a la presencia de la entalla. Las Figuras 6 y 7 muestran la evolución de la tensión longitudinal en la fase de refuerzo para distintos incrementos de carga. En la misma se observa, para el primer incremento de cargas, que en las zonas de los extremos del refuerzo se verifican las máximas tensiones cortantes mientras que las tensiones longitudinales crecen desde un valor nulo en el extremo hacia un valor constante a lo largo del refuerzo. En la zona central se observa, también, una variación de la tensión longitudinal debido a la presencia de la entalla. En estas figuras se observa, también, que un aumento en los esfuerzos aplicados produce fenómenos irreversibles en la zona de interfase matriz-refuerzo en los extremos del refuerzo. Este proceso produce una disminución de la capacidad de transferencia de esfuerzos desde la matriz hacia las fibras. Este fenómeno también provoca una modificación en el estado tensional del refuerzo y se observa que la curva de distribución de tensiones a lo largo del refuerzo deja de ser constante. En la Figura 8 se muestran las zonas de la interfase en las que se ha superado el límite de proporcionalidad del material para distintas etapas de carga. En la misma se observa que el fenómeno de deslizamiento relativo entre la matriz y el refuerzo comienza en la zona de los extremos de la fibra y progresa hacia el centro de la pieza.

La Figura 9 muestra los contornos de desplazamientos en el primer y último incremento de carga convergido para el micro y macromodelo. En el último incremento de cargas se

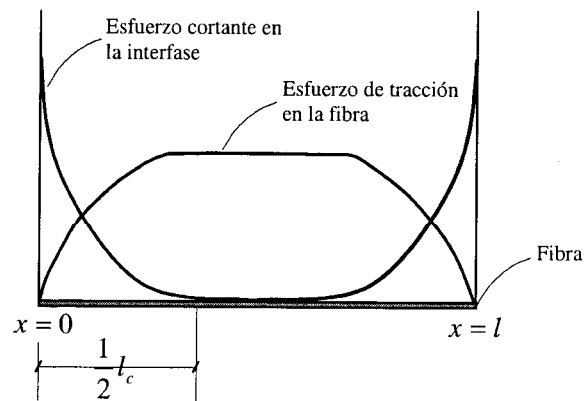


Figura 3: Distribución de esfuerzos axiales en la fibra y cortantes en la interfase fibra-matriz.

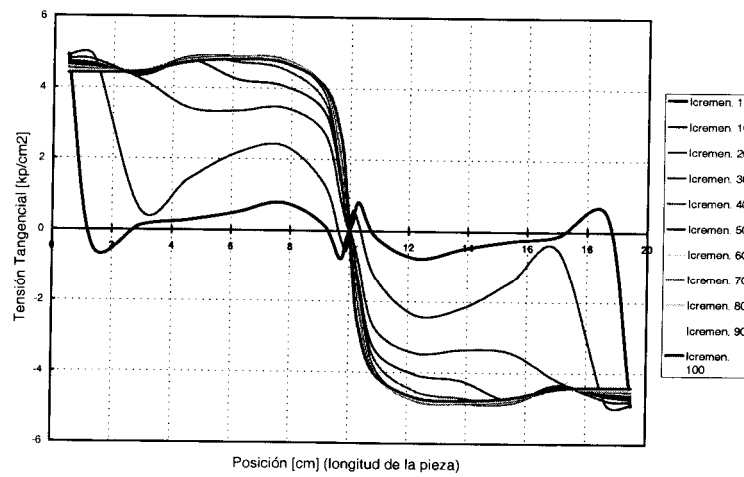


Figura 4: Tensiones cortantes en la interfase fibra-matriz. Incrementos 1-100

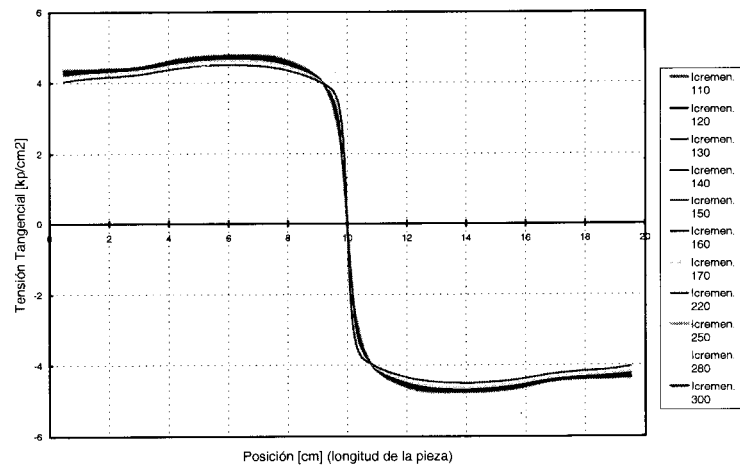


Figura 5: Tensiones cortantes en la interfase fibra-matriz. Incrementos 110-300

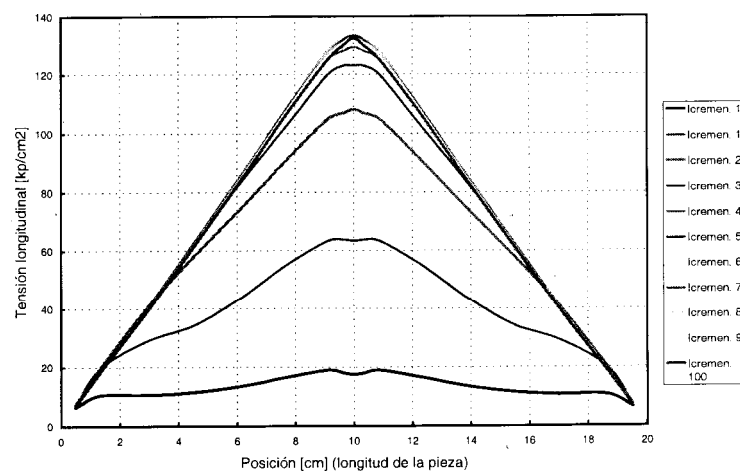


Figura 6: Tensiones longitudinales en el refuerzo. Incrementos 1-100

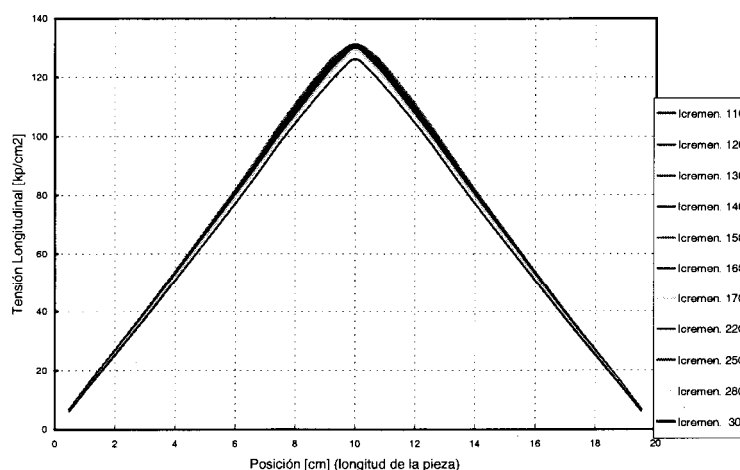


Figura 7: Tensiones longitudinales en el refuerzo. Incrementos 110-300

observa que los desplazamientos se concentran en la zona central de la probeta y a lo largo del refuerzo central. En los extremos de la pieza se puede apreciar el "deslizamiento" entre fibra y refuerzo.

La Figura 10 muestra las respuestas en fuerzas totales para ambos casos. Se observa que los resultados del micromodelo presentan un acuerdo satisfactorio con los del macromodelo. Es necesario destacar que el micromodelo no tiene la capacidad de simular los movimientos relativos entre las distintas fases pero tiene la ventaja de permitir simular refuerzos cuya discretización aumentaría considerablemente el costo computacional del análisis debido a sus reducidas dimensiones respecto de las dimensiones de la pieza.

7 CONCLUSIONES

En este trabajo se presenta un modelo constitutivo general para materiales compuestos basado en la teoría de mezclas de sustancias básicas. Este tipo de modelos se basan en la hipótesis de que las deformaciones en todos los constituyentes del compuesto es igual y presentan el inconveniente de que son solo aplicables a materiales con comportamiento en paralelo bajo condiciones de perfecta adhesión. Existen materiales compuestos, bajo estados de carga superiores al límite de fluencia de la zona de interfase, en los que esta hipótesis de adhesión perfecta no se cumple generándose, por lo tanto, desplazamientos relativos entre las fases del material. En el apartado 4 se presenta una propuesta de mejora que permite tener en cuenta este fenómeno.

Por último se presenta un ejemplo de comparación entre un micromodelo y un macromodelo de una pieza entallada de hormigón armado. El objetivo fundamental de esta comparación es mostrar que a través del modelo constitutivo que aquí se presenta, no es

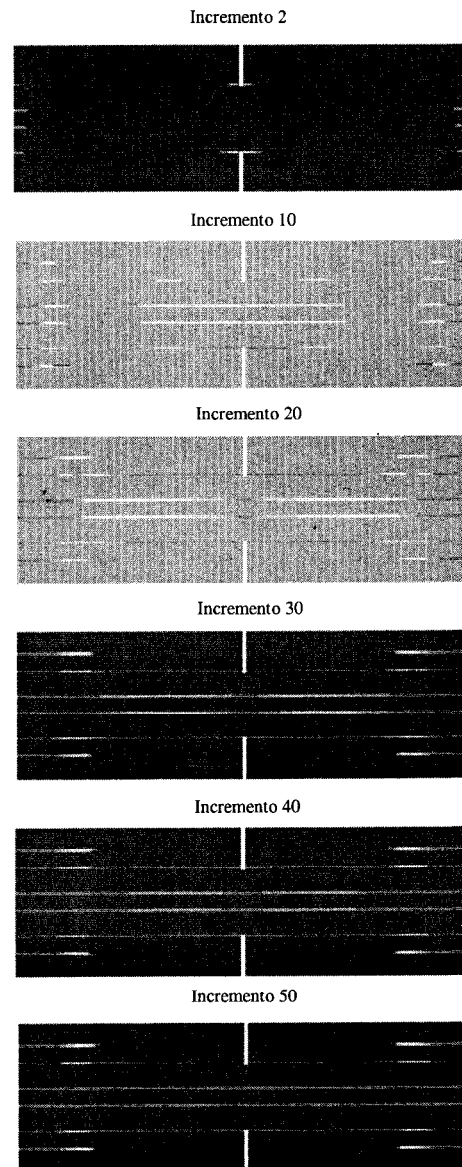


Figura 8: Deformaciones plásticas en la interfase fibra matriz para distintos incrementos de carga

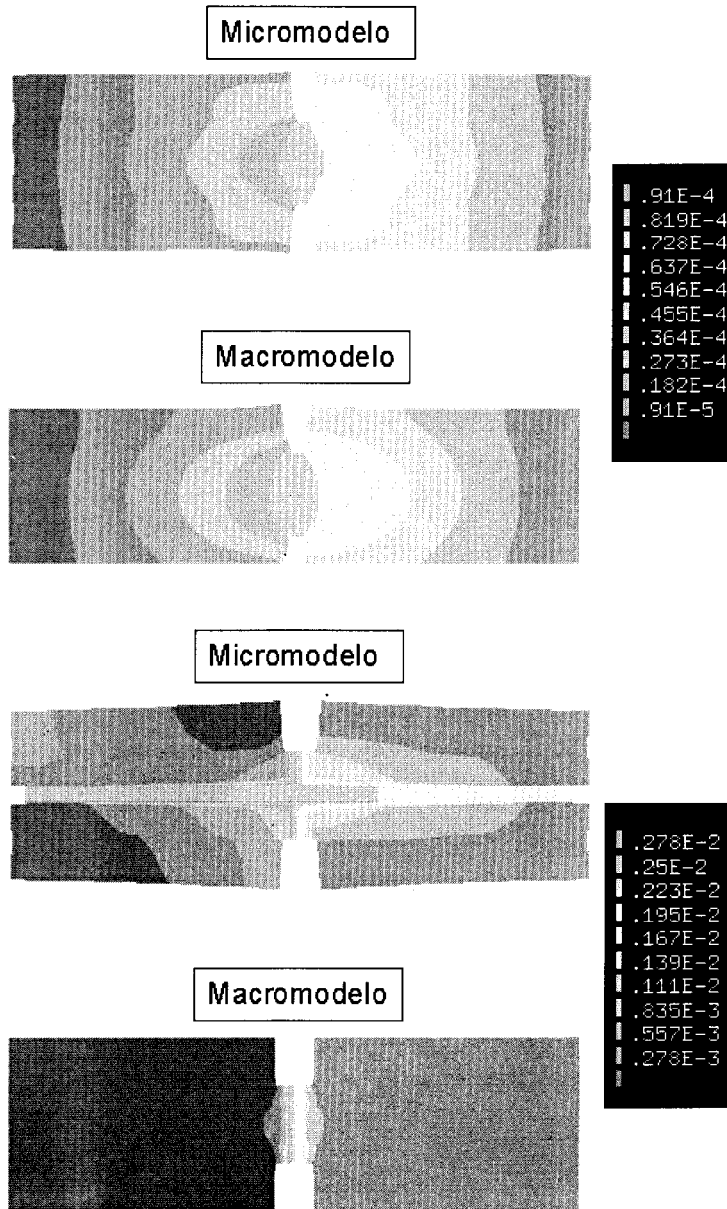


Figura 9: Contornos de desplazamientos del macro y micromodelo en el primer y último paso de cargas convergido

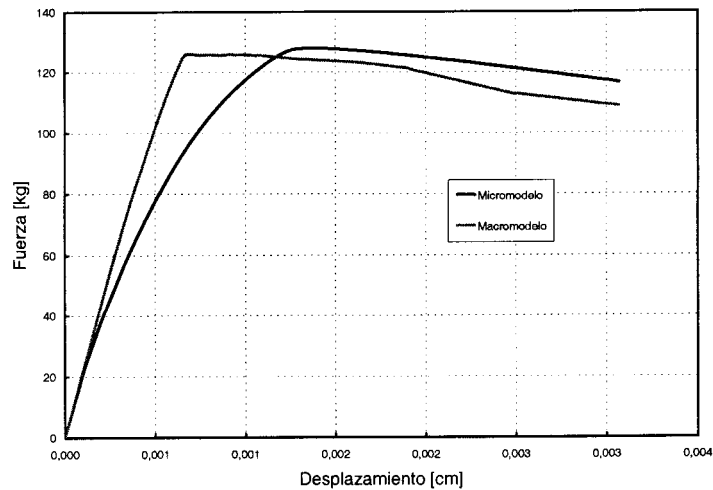


Figura 10: Curva Fuerza - Desplazamiento macro y micromodelo.

necesario realizar la discretización geométrica de cada uno de los materiales que constituyen el compuesto y constituye una potente herramienta que permite ahorro de coste computacional.

Es necesario destacar que el micromodelo no posee la capacidad para simular los movimientos relativos entre las distintas fases pero tiene la ventaja de permitir simular refuerzos cuya discretización aumentaría considerablemente el costo computacional del análisis debido a sus reducidas dimensiones respecto de las dimensiones de la pieza.

Referencias

- Car, E. (2000). *Modelo constitutivo continuo para el estudio del comportamiento mecánico de los materiales compuestos*. PhD thesis, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Car, E., Oller, S., and Oñate, E. (1998). Un modelo constitutivo elasto plástico acoplado con daño mecánico e higrométrico. Aplicación a pavimentos flexibles. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 3(1):19-37.
- Car, E., Oller, S., and Oñate, E. (2000). An anisotropic elastoplastic constitutive model for large strain analysis of fiber reinforced composite materials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 185(2):245-277.
- Car, E., Zalamea, F., Oller, S., Miquel, J., and Oñate, E. (1999). Simulación numérica de materiales compuestos reforzados con fibras. In Abascal, R., Dominguez, J., and Bugada, G., editors, *Proceedings del IV Congreso de Métodos Numéricos En Ingeniería*. Sociedad Española de Métodos Numéricos en Ingeniería.

- Crisfield, M. (1991). *Non-linear finite element analysis of solids and structures*. John Wiley & Sons Ltd.
- Green, A. and Naghdi, P. (1965). A dynamical theory of interacting continua. *Journal Engeneering Science*, 3:3–231.
- Hild, F. (1994). On the average pull-out length of the fibre-reinforced composites. *C.R. Acad. Sci. Paris*, 319(Serie II):1123–1128.
- Hild, F., Burr, A., and Leckie, A. (1994). Fiber breakage and fiber pull out of fiber-reinforced ceramic-matrix composites. *Eur. J. Mech. A/Solids*, 13(6):731–749.
- Lubliner, J. (1990). *Plasticity Theory*. Macmillan Publishing, U.S.A.
- Oliver, J., Cervera, M., Oller, S., and Lubliner, J. (1990). Isotropic damage models and smeared crack analysis of concrete. *Second international conference on Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures*.
- Oller, S., Neamtu, L., and Oñate, E. (1995). Una generalización de la teoría de mezclas clásica para el tratamiento de compuestos en serie/paralelo. *Congreso Nacional de Materiales Compuestos*, pages 433–438.
- Oller, S., Oñate, E., Miquel, J., and Botello, S. (1996). A plastic damage constitutive model for composite materials. *Int. J. Solids and Structures*, 33(17):2501–2518.
- Ortiz, M. and Popov, E. (1982a). A physical model for the inelasticity of concrete. *Proc. Roy. Soc. London*, A383:101–125.
- Ortiz, M. and Popov, E. (1982b). Plain concrete as a composite material. *Mechanics of Materials*, 1:139–150.
- Trusdell, C. and Toupin, R. (1960). *The Classical Field Theories*. Handbuch der Physik III/I – Springer Verlag, Berlin.

Diseño sismorresistente de paneles prefabricados de Hormigón Armado con conexiones dúctiles

Francisco J. Crisafulli

Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina.
jcrisa@raiz.uncu.edu.ar

José I. Restrepo

Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand

RESUMEN

Los paneles prefabricados de hormigón armado se usan en diversos lugares del mundo como sistema estructural para resistir acciones sísmicas, debido a las indiscutibles ventajas que estos elementos presentan desde el punto de vista económico y de la reducción de los plazos de construcción. Sin embargo, existe en la literatura escasa información sobre criterios de diseño. Los códigos sismorresistentes, en general, no incluyen especificaciones particulares para este tipo de construcciones.

Se presentan en este trabajo recomendaciones prácticas y un procedimiento propuesto para el diseño de paneles prefabricados, los que se vinculan entre sí mediante un nuevo tipo de conexiones dúctiles de acero. Dicho procedimiento se basa en los principios de diseño por capacidad y permite asegurar una adecuada disipación de energía, mediante deformaciones plásticas que se concentran en zonas especialmente diseñadas, evitando la ocurrencia de otros modos de falla asociados con una respuesta frágil. Los paneles se conectan entre sí con platinas de acero rectangulares, las cuales presentan una perforación en el centro que asegura un comportamiento muy dúctil de la unión. Se incluyen ecuaciones simples para calcular la rigidez y resistencia de dichas conexiones, permitiendo al diseñador plantear un modelo analítico simple de la estructura.

1 INTRODUCCION

El uso de paneles prefabricados de hormigón armado presenta significativas ventajas desde el punto de vista económico y de la reducción de los plazos de ejecución de obra. Es por ello que este tipo de estructuras se utiliza en todo el mundo para la construcción de edificios de baja y mediana altura. Cuando estos edificios se emplazan en zonas sísmicas, tales como las zonas centro y oeste de la Argentina, se debe dar especial atención al diseño de las uniones entre los distintos elementos que componen la estructura (fundación, paneles, losas de piso y techo) con el objeto de evitar fallas de tipo frágil. La experiencia recogida en terremotos pasados

demuestra claramente que cuando este aspecto no es tenido en cuenta en forma adecuada, las consecuencias pueden ser muy graves, ocasionando daño severo, o aún colapso, en las estructuras con elementos prefabricados. Por ejemplo durante el terremoto de Northridge, California, 17/1/1994 [1] se observaron numerosos edificios construidos con paneles prefabricados con colapso parcial de la cubierta y colapso de los muros exteriores, daño que en la mayoría de los casos se debió a problemas en las conexiones.

Se presentan en este trabajo resultados experimentales y recomendaciones para el diseño sismorresistente de conexiones soldadas entre paneles adyacentes a lo largo de las juntas verticales. Este estudio forma parte de un programa de investigación general [2, 3] destinado a analizar el comportamiento sísmico de edificios construidos con paneles prefabricados de hormigón armado.

2 UNIONES ENTRE PANELES PREFABRICADOS EN LAS JUNTAS VERTICALES

2.1 Generalidades

Se emplean en la actualidad numerosos detalles diferentes para materializar las uniones entre paneles prefabricados a lo largo de las juntas verticales. Desde el punto de vista constructivo, estas uniones pueden clasificarse en tres grupos: uniones abulonadas, uniones monolíticas con columnas adyacentes y uniones soldadas. Las Figs. A, B y C muestran algunos ejemplos típicos de los tres grupos.

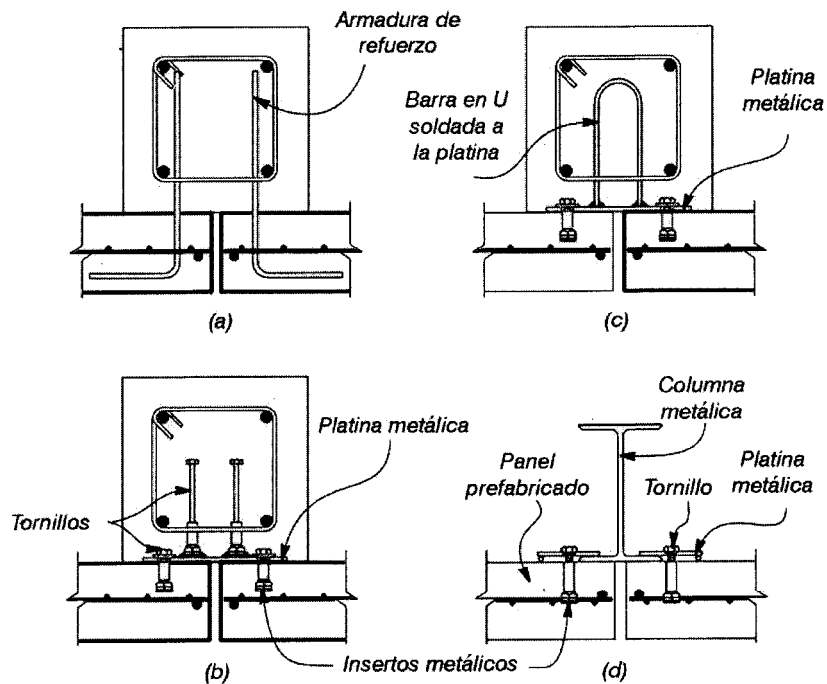


Figura A. Uniones abulonadas entre paneles prefabricados.

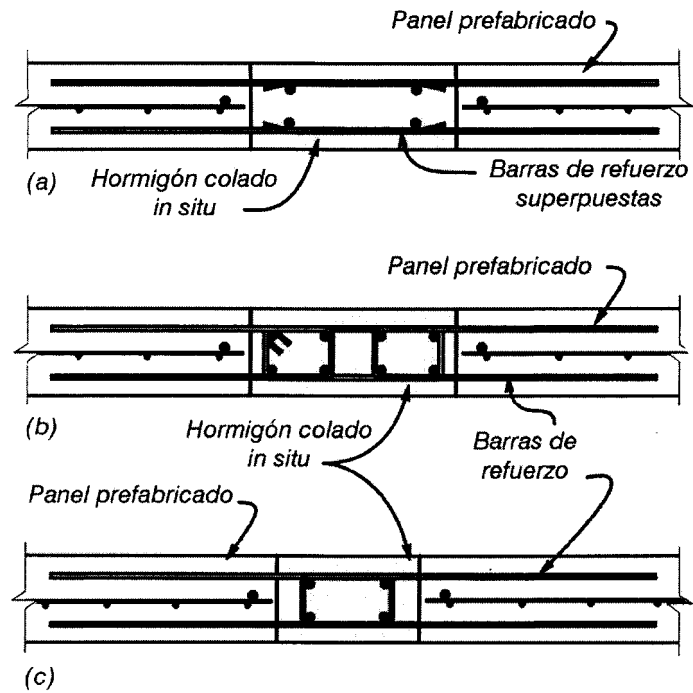


Figura B. Ejemplos usuales de conexiones monolíticas.

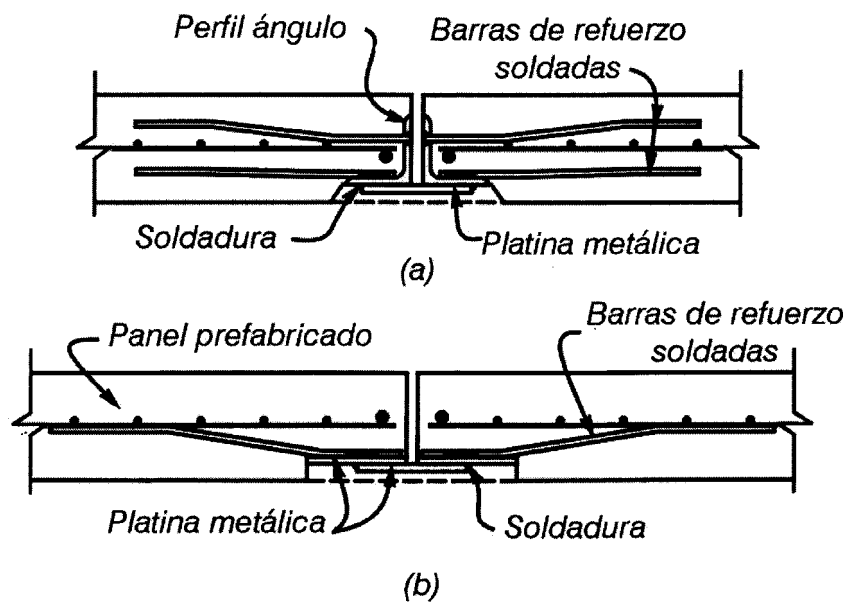


Figura C. Detalles de uniones soldadas.

Desde el punto de vista estructural, las uniones pueden dividirse en dos grupos. El primer grupo incluye aquellas conexiones que son capaces de transmitir las fuerzas resultantes de la interacción entre los paneles adyacentes, como es el caso de los detalles ilustrados en las Figs. B y C para conexiones monolíticas y soldadas. Por el contrario, el segundo grupo incluye las conexiones diseñadas de modo que no se transmitan fuerzas entre los paneles adyacentes, siendo su objetivo fundamental asegurar la estabilidad de los paneles prefabricados bajo acciones perpendiculares a su plano. Como ejemplo puede mencionarse el caso de uniones abulonadas en las cuales las platinas presentan agujeros sobredimensionados de forma tal que permiten el movimiento relativo de los paneles.

La selección de la unión más adecuada para cada caso en particular depende no solo de consideraciones estructurales, sino también de las técnicas constructivas empleadas y de las tolerancias admisibles en obra.

Desde el punto de vista constructivo, debe mencionarse que la práctica usual es dejar un separación de aproximadamente 10 a 15 mm entre los paneles adyacentes. Luego que los paneles han sido montados y conectados entre sí, dicha junta debe sellarse a los efectos de asegurar la estanqueidad de la junta. Para lograr este objetivo se emplean normalmente distintos materiales disponibles comercialmente, los cuales deben reunir las características de ser elásticos (para absorber las deformaciones relativas) e incombustibles.

2.2 Conexiones soldadas

Las conexiones soldadas usuales están formadas por platinas o perfiles de acero convenientemente anclados en los paneles de hormigón, dispuestos de forma tal que puede soldarse a ellos una platina que actúa de elemento de unión entre ambos paneles (ver Fig. C). Los elementos críticos a considerar en una conexión de este tipo son: (i) la platina de conexión, (ii) las platinas o perfiles embebidos en el hormigón y sus anclajes, y (iii) los cordones de soldadura.

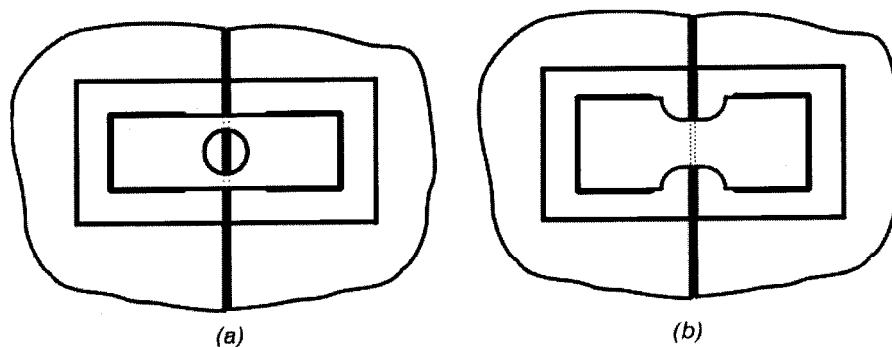


Figura D. Platinas de acero usadas para conexiones soldadas dúctiles.

En construcciones sismorresistentes, las uniones soldadas deben diseñarse de modo que exhiban una respuesta dúctil, evitando los mecanismo de rotura frágil tales como los resultantes del inadecuado anclaje de las platinas de acero embebidas en el hormigón o de la fractura de los cordones de soldadura. Es conveniente que la fluencia (deformaciones plásticas) se concentre en una zona predeterminada de la conexión, la cual es especialmente diseñada para tal fin. En la Fig. D se representan dos tipos de platinas de acero propuestas para lograr este objetivo en los cuales se debilita una zona de la platina para crear un “fusible estructural”. La Fig. D (a) muestra el detalle propuesto en el programa de investigación desarrollado por Restrepo et al. [2,

3], mientras que la Fig. D (b) describe el tipo de platina ensayado por Schultz et al. [4]. Ambos detalles son similares conceptualmente, sin embargo la primer platina descrita, Fig. D (a), presenta ventajas desde el punto de vista constructivo dado que es más fácil y económica de fabricar.

Es importante destacar que en caso de que estas platinas fueran severamente dañadas por la ocurrencia de un terremoto pueden reemplazarse fácilmente, disminuyendo los costos de la reparación y reduciendo el tiempo durante el cual la construcción no puede ocuparse.

De acuerdo a los principios del diseño por capacidad [5], los elementos que pueden exhibir modos de falla frágil deben diseñarse en función de la resistencia de fluencia de los elementos dúctiles, considerando un factor de sobrerresistencia que tiene en cuenta un probable aumento de la resistencia real con respecto al valor nominal. En el caso particular de conexiones soldadas, la aplicación de estos principios implica que los anclajes de las platinas o perfiles y los cordones de soldadura (elementos que pueden ocasionar una falla frágil) deben diseñarse para resistir las acciones resultantes de la fluencia de la platina de conexión (elemento dúctil). El factor de sobrerresistencia, λ , depende fundamentalmente de las características del acero empleado para las platinas. A menos que se disponga información más precisa se recomienda adoptar un valor de $\lambda=1.25$ para considerar un posible aumento de la tensión de fluencia real en relación al valor nominal considerado en el diseño, o bien determinar la resistencia última de la platina por métodos más precisos.

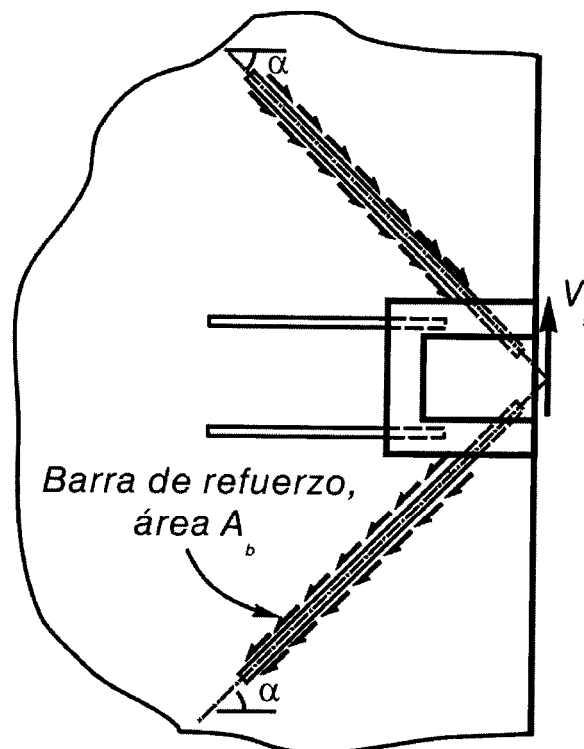


Figura E. Detalle del anclaje de las platinas de acero embebidas en los paneles.

El anclaje de las platinas o perfiles de acero en el hormigón puede diseñarse de modo que las fuerza de corte vertical, V_s , resultante de la interacción de los paneles sea resistida por

dos barras de refuerzo colocadas en forma diagonal y soldadas a la platina o perfil, como se indica en la Fig. E. Es conveniente, además, disponer de dos barras horizontales para resistir cualquier momento adicional resultante de una posible excentricidad accidental. En base a estas hipótesis, el área A_b de las barras diagonales debe ser como mínimo:

$$A_b = \lambda \frac{V_s}{2f_y \sin \alpha} \quad (1)$$

donde f_y es la tensión de fluencia del acero de refuerzo y α es el ángulo de inclinación de las barras diagonales. Además debe verificarse que los cordones de soldadura de cada barra sean capaces de resistir la fuerza $\lambda A_b f_y$, y que la longitud de la barra sea la necesaria para que se no produzca el deslizamiento por anclaje insuficiente.

Los cordones de soldadura deben diseñarse adecuadamente a los efectos de que tengan una longitud y espesor tal que aseguren que las platinas de conexión fluyen antes de que se produzca una fractura de los cordones, considerando los efectos de sobrerresistencia.

3 RESPUESTA EXPERIMENTAL CICLICA DE PLATINAS DE ACERO PERFORADAS

3.1 Introducción

El objetivo principal de este ensayo fue obtener información experimental sobre el comportamiento de platinas de acero con una perforación circular en la parte central sometidas a esfuerzos de corte con variación cíclica. Dicha información es de gran utilidad para verificar la respuesta del tipo de conexión propuesto (ver Fig. D (a)) y para evaluar la rigidez y resistencia de la platina, dado que estos parámetros son requeridos en el diseño de la unión.

Se presenta a continuación una breve descripción del ensayo realizado y de los resultados obtenidos. Información más detallada puede obtenerse del reporte final preparado al completar el programa de investigación [2].

3.2 Descripción del ensayo

Las características geométricas de las platinas perforadas de acero (ver Fig. F) fueron adoptadas en base a un estudio analítico preliminar. Diferentes configuraciones fueron analizadas con un programa de elementos finitos en los que se aplicaron fuerzas de corte monotónicamente crecientes hasta producir la fluencia generalizada del acero. Los resultados del modelo numérico mostraron que se puede obtener una adecuada distribución de deformaciones plásticas alrededor de la perforación circular si se adopta una relación entre el ancho de la platina de acero y el diámetro del agujero de 1.6.

La unidad de ensayo se construyó usando dos placas de acero con rigidizadores las cuales podían conectarse por medio de articulaciones a una máquina universal de ensayo con control de deformaciones. Las platinas de acero a ensayar, dos en este caso, se soldaron sobre cada una de las caras de las placas de acero con rigidizadores. Esta disposición se adoptó para lograr una configuración simétrica y evitar movimientos fuera del plano. Las cargas axiales aplicadas en los extremos de la unidad de ensayo se transferían a través de las platinas perforadas induciendo esfuerzos de corte en las mismas. De esta forma se emuló el mecanismo de transferencia de corte entre paneles prefabricados sometidos a acciones sísmicas. Una vista general de la unidad lista para ser ensayada se muestra en la Fig. G.

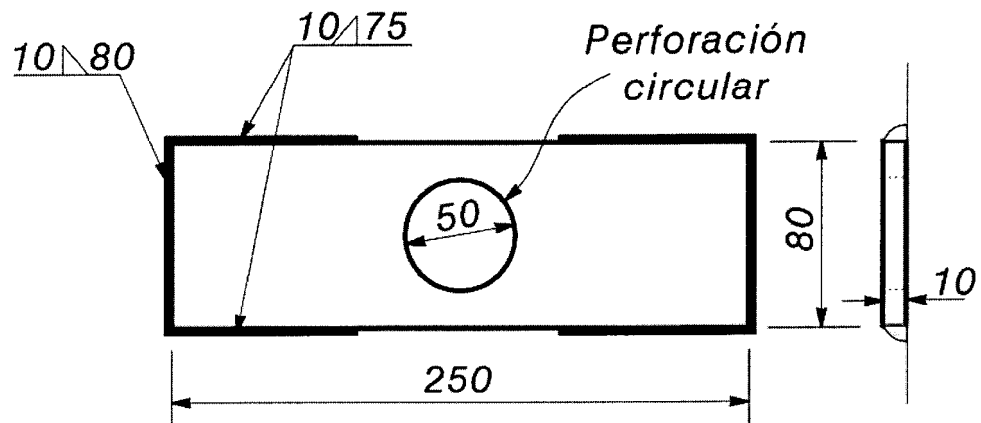


Figura F. Características geométricas de las platinas de acero perforadas.

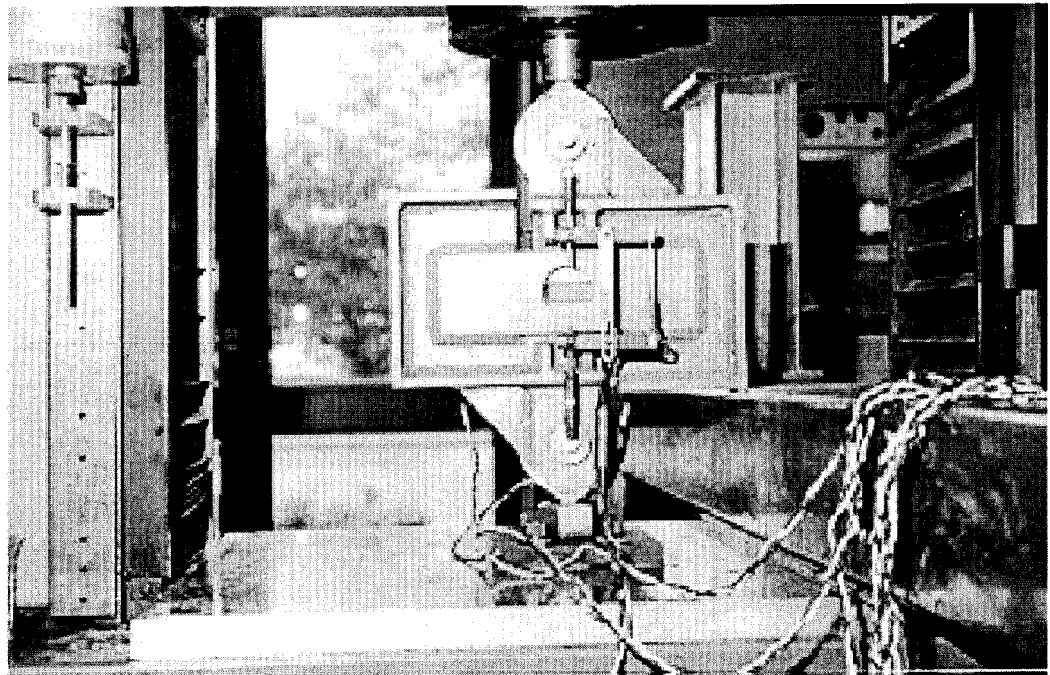


Figura G. Vista general de la unidad lista para ser ensayada.

El acero de las platinas perforadas se ensayó a tracción para determinar sus propiedades mecánicas. La tensión de fluencia medida fue de 290 MPa y la tensión última fue de 460 MPa, la cual se produjo con una deformación de 23%.

El ensayo se realizó aplicando las fuerzas en forma cuasi-estática siguiendo una historia de desplazamientos cíclicos con amplitud creciente. Cada ciclo de desplazamiento se repitió dos veces hasta alcanzar una ductilidad de desplazamiento $\mu=12$. A partir de este estado se aplicó un desplazamiento creciente hasta $\mu=39$ y se detuvo el ensayo, a pesar de que las platinas no mostraban degradación de resistencia, dado que se excedió la capacidad de aplicar desplazamientos.

Debe mencionarse que las condiciones del ensayo no son totalmente iguales a las que experimentan las platinas de conexión en uniones reales. En primer lugar, las fuerzas fueron aplicadas en forma centrada, dado que se usó una configuración simétrica con dos platinas perforadas, mientras que en construcciones con paneles prefabricados las platinas se colocan usualmente en un solo lado de los paneles. En segundo término, las placas de acero sobre la que se soldaron las platinas a ensayar podían rotar libremente alrededor de dos articulaciones, a diferencia de lo que ocurre en conexiones reales donde las platinas de acero embebidas en los paneles prefabricados sufren rotaciones que dependen del momento flector actuante en los paneles y de sus características.

3.3 Resultados experimentales

La comportamiento experimental de las platinas perforadas sometidas a corte demostró sin lugar a dudas que pueden proporcionar una respuesta altamente dúctil cuando se las usa como elemento de conexión en uniones soldadas. La respuesta medida durante el ensayo, en términos de fuerza de corte vs. desplazamiento vertical relativo, se presenta en la Fig. H. Puede observarse que los ciclos de histéresis son estables y presentan una area considerable, lo cual indica una buena capacidad para disipar energía. Además, las platinas fueron capaces de soportar desplazamientos relativos considerables (ductilidad de desplazamiento máxima $\mu=39$) sin mostrar degradación de rigidez o resistencia.

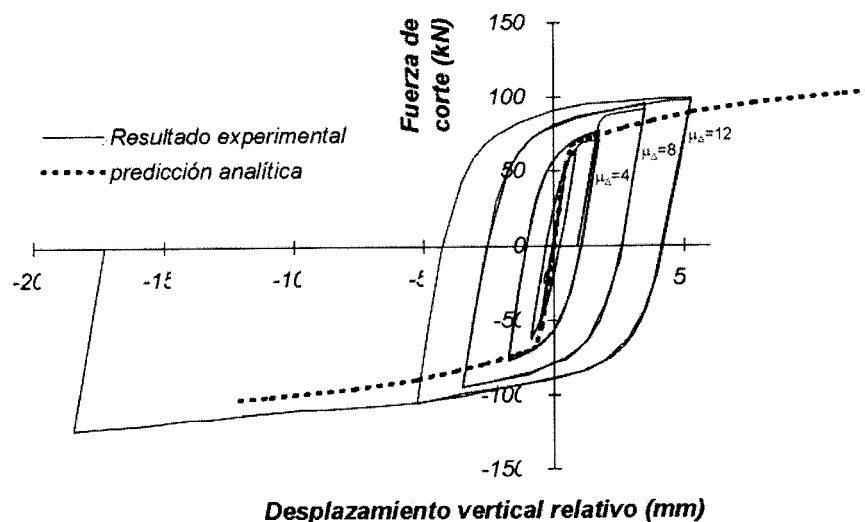


Figura H. Respuesta experimental medida en el ensayo de carga cíclica.

La fluencia del acero de las platinas pudo observarse a simple vista durante el ensayo. Las deformaciones plásticas se concentraron en la zona circundante al agujero central y se manifestaron en forma visible como líneas de Lüders. La fluencia del acero comenzó en las zonas más estrechas de las platinas debido a las deformaciones de flexión. A medida que se aumentaron los desplazamientos aplicados, la fluencia se propagó hacia la zona central. En la Fig. I se presenta una fotografía de la unidad de ensayo al finalizar el mismo, pudiendo observarse que el orificio inicialmente circular se deformó significativamente, formando

aproximadamente una elipse. En el estado final, la relación entre el eje mayor y menor de dicha elipse fue de 1.8, lo cual indica la magnitud de las deformaciones plásticas en esa zona.

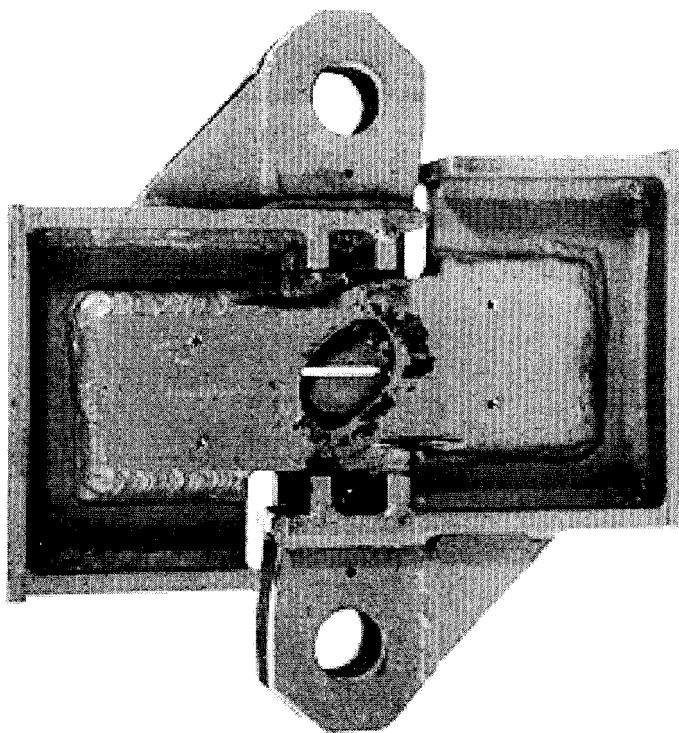


Figura I. Vista de las platinas de acero perforadas al finalizar el ensayo.

El análisis de los cordones de soldadura realizado luego de la finalización del ensayo mostró que los mismos no presentaban daño aparente.

3.4 Recomendaciones para el diseño de platinas de conexión dúctiles

Los resultados experimentales indican que las platinas con perforaciones ensayada en este programa de investigación exhiben una respuesta dúctil. La Fig. J presenta las dimensiones geométricas de la platina, longitud L , y ancho B , y de los cordones de soldadura en función del diámetro de la perforación. Se requiere realizar ensayos adicionales para verificar el comportamiento de platinas con diferentes dimensiones relativas, pero hasta que esa información esté disponible se recomienda utilizar el diseño propuesto en la Fig. J, cuyo comportamiento ya ha sido verificado experimentalmente.

Consideraciones analíticas indican que el espesor de la platina, t , no afecta la distribución de tensiones en la platina, en aquellos casos en los que la hipótesis de tensión plana es válida. Por esta razón, y también para limitar el espesor de los cordones de soldadura, se recomienda que la relación ancho-espesor, B/t , se mantenga mayor que 5.

El diseño de conexiones entre paneles de hormigón prefabricado requiere de la evaluación de la rigidez y resistencia de la unión. Por ello se proponen ecuaciones desarrolladas en base a consideraciones analíticas y calibradas con los resultados experimentales, las cuales son de sencilla aplicación y dependen de las características mecánicas del acero y de la

geometría de la platina (los detalles de la deducción de dichas ecuaciones pueden encontrarse en la referencia [2]).

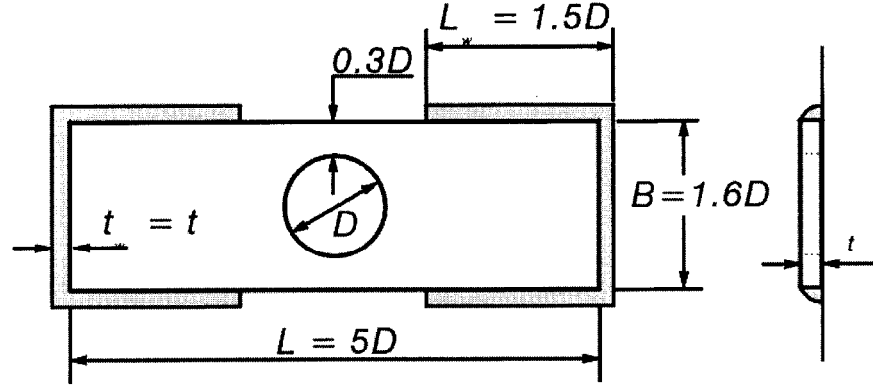


Figura J. Dimensiones relativas de la platina perforada de acero propuesta para las conexiones soldadas.

La rigidez a corte de la platina perforada, K_s , puede estimarse en base a un modelo simplificado que considera el efecto del agujero circular como una perforación rectangular, mientras que la disminución de rigidez debido a la flexibilidad de los cordones de soldadura se representa con una longitud equivalente de la platina mayor que la real. De esta forma puede demostrarse que:

$$K_s = 0.035 E t \quad (2)$$

donde E es el módulo de elasticidad del acero.

Para la evaluación de la fuerza de corte, V_{sy} , que produce la fluencia de la platina se considera que la fluencia se inicia en las zonas cercanas a la perforación debido a las deformaciones de flexión, de modo que dichas zonas pueden considerarse como vigas en voladizo con sección variable. En base a esta hipótesis se demuestra que:

$$V_{sy} = 0.22 t D f_y \quad (3)$$

La resistencia a corte última depende del aumento de tensiones en el material debido a los efectos de endurecimiento de post-fluencia y a la propagación de las deformaciones plástica hacia la zona central de la platina. Asumiendo una distribución simplificada de las tensiones de corte en la sección central de la platina, se encuentra que:

$$V_{su} = 0.28 t D f_u \quad (4)$$

donde f_u es la tensión última o de rotura del acero.

Es muy importante aclarar que si se emplea la Ec. 4 para calcular la resistencia de la platina, el factor de sobrerresistencia λ debe tomarse como 1.0., dado que dicha ecuación representa la resistencia última de la platina.

4 RESPUESTA EXPERIMENTAL DE DOS PANELES PREFABRICADOS CONECTADOS CON PLATINAS PERFORADAS

4.1 Introducción

Actualmente se utilizan una gran variedad de uniones diferentes para conectar paneles de hormigón armado en construcciones prefabricadas. Sin embargo existe escasa información experimental sobre el comportamiento de esas uniones bajo la acción de cargas sísmicas. Debido al uso extendido de conexiones soldadas, se realizó un ensayo de una estructura completa formada por dos paneles prefabricados, los cuales se vincularon entre sí con las platinas perforadas descritas en la sección previa. Además debe destacarse que este tipo de conexión exhibe un comportamiento relativamente complejo (comparado, por ejemplo con uniones abulonadas), dado que deben transmitir la fuerza de corte resultante de la interacción de los paneles.

4.2 Descripción del ensayo

La unidad de ensayo se diseñó para representar parte de la estructura típica de un edificio de dos pisos, con una altura total de 7.0 m, con una losa prefabricada en el primer nivel y una cubierta metálica liviana. Para facilitar la construcción de la estructura y la aplicación de cargas, la unidad de ensayo se realizó a escala reducida 1:2. La Fig. K ilustra las características principales de la unidad de ensayo y sus dimensiones. Como puede observarse en dicha figura, la estructura esta formada por dos paneles prefabricados montados sobre un base, la cual se fijó a la losa del laboratorio mediante pernos de acero de alta resistencia para simular la condición de empotramiento. La losa del primer nivel y la cubierta metálica no fueron modeladas en el ensayo. Los paneles, de 75 mm de espesor, 2.0 m de longitud y 3.5 m de altura, se construyeron con hormigón, cuya resistencia a compresión al momento del ensayo fue de 28.8 MPa. En el centro de los paneles se colocó una malla de acero electrosoldado, formada por barras de 4 mm de diámetro con una separación de 75 mm. El acero de dichas barras fue ensayado a tracción arrojando una resistencia de fluencia de 415 MPa. Además se dispusieron armaduras especiales de refuerzo en las esquinas inferiores de los paneles, donde se materializa la conexión con la base.

Los paneles se conectaron entre sí con dos uniones soldadas con platinas perforadas (125 x 40 x 5 mm), cuyas dimensiones relativas se adoptaron según el criterio indicado en la Fig. J. Las platinas de acero embebidas en el hormigón durante la construcción de los paneles se construyeron siguiendo el criterio ilustrado en la Fig. E. Las uniones se dispusieron en una cara de los paneles.

La conexión entre los paneles y la base se realizó por medio de barras de refuerzo de 8 mm de diámetro, convenientemente ancladas en la base y que sobresalen en forma vertical, las cuales se insertan en ductos metálicos dispuestos en los paneles de hormigón armado. Una vez que los paneles son montados sobre la base, los ductos se rellenan con "grout". Este tipo de unión también fue estudiada experimentalmente en un ensayo preliminar (los resultados, criterios de diseño y conclusiones de dicho ensayo pueden encontrarse en las referencias [2, 3]).

La Fig. L ilustra el pórtico de carga utilizado para aplicar las acciones laterales que simulaban la acción sísmica. Puede observarse, además, que se emplearon dos vigas de acero, ubicadas a los costados de los paneles, para evitar movimientos fuera del plano de los mismos. Desplazamientos y deformaciones en puntos característicos de la estructura fueron medidos con potenciómetros lineales y bandas extensométricas, mientras que las acciones aplicadas por los actuadores hidráulicos fueron registradas con celdas de carga. Todos los instrumentos de

medición se conectaron a un sistema de adquisición de datos que permitió almacenar y analizar la información en forma digital en una computadora personal.

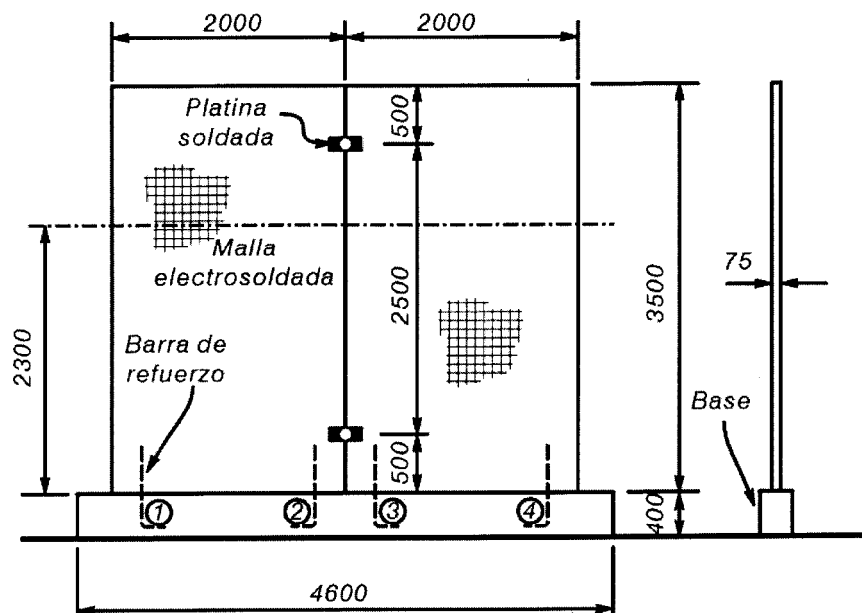


Figura K. Características principales y dimensiones de la unidad de ensayo.

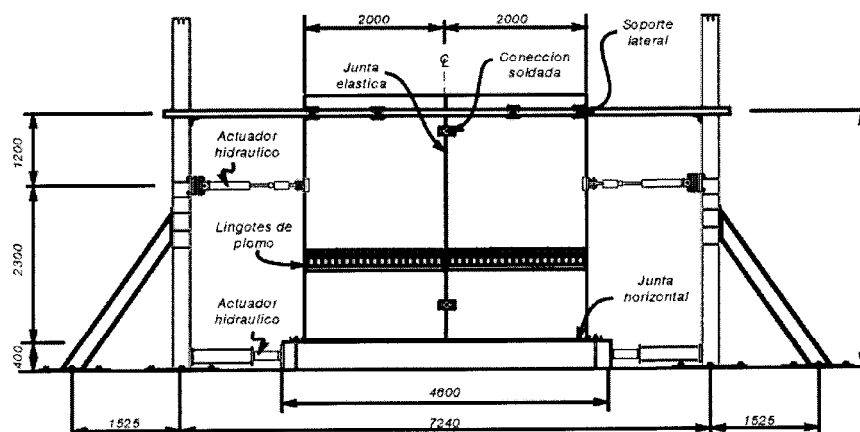


Figura L. Pórtico de carga usado para el ensayo de los paneles acoplados.

Las fuerzas laterales se aplicaron en forma cuasi-estática siguiendo una historia cíclica de desplazamientos. Cada ciclo, con amplitud creciente, se repitió tres veces para imponer condiciones de carga severa que mostraran claramente la presencia de efectos tales como degradación de rigidez y resistencia. El nivel de aplicación de las fuerzas laterales se determinó considerando la resultante de las fuerzas inerciales originadas sobre los paneles, losa del primer nivel y cubierta.

Para compensar los efectos de la reducción de escala en la construcción del modelo (que altera la relación entre área transversal y volumen del panel) se agregaron 92 lingotes de plomo, los cuales se montaron sobre perfiles ángulo colocados sobre cada cara de los paneles.

4.3 Evaluación de la respuesta

Resulta de gran interés determinar la respuesta esperada de la estructura a ensayar, para lo cual se desarrolló un modelo analítico basado en consideraciones simple de diseño (ver Fig. M). Al aplicar una fuerza lateral V , a una altura h , cada panel prefabricado queda sometido a un momento flector en la base igual a:

$$M = Vh - V_s L \quad (5)$$

donde V_s es la fuerza resistida por cada una de las platinas de conexión y L es la longitud de cada panel.

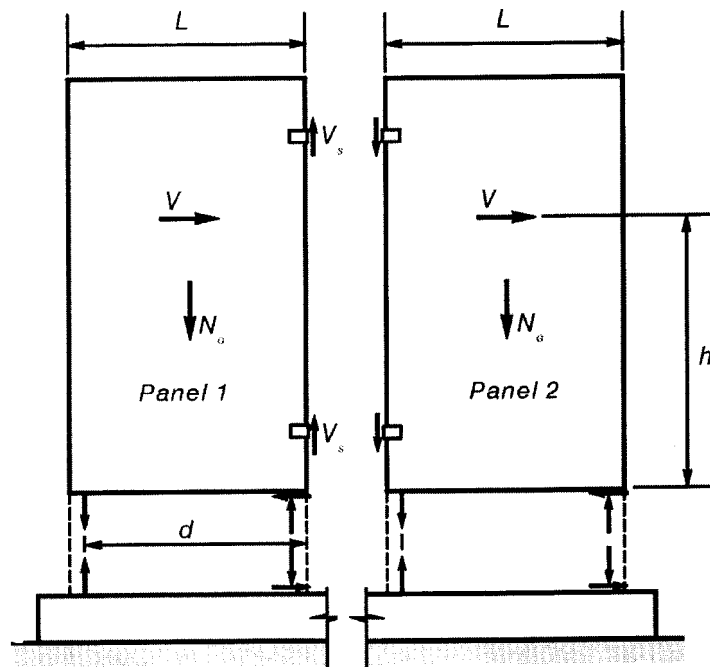


Figura M. Acciones sobre los paneles prefabricados.

La carga axial actuante en cada tabique se ve afectada por la interacción de los paneles entre sí, la cual origina que las platinas transfieran la fuerza de corte V_s (desde el punto de vista conceptual, la estructura es similar a dos tabiques de hormigón armado acoplados por vigas). Por lo tanto la fuerza axial N en los paneles 1 y 2 es:

$$\begin{aligned} N_1 &= N_g - 2V_s \\ N_2 &= N_g + 2V_s \end{aligned} \quad (6)$$

siendo N_g la carga axial originada por las acciones gravitatorias en cada panel.

La resistencia a flexión de las conexiones panel-fundación puede determinarse mediante análisis seccional, teniendo en cuenta las características de los materiales, las posición y tipo de barras de refuerzo y el esfuerzo axial en cada panel. En el caso considerado, cada panel tiene una resistencia diferente, M_1^* y M_2^* , debido a que las cargas axiales netas son diferentes (ver Ecuación 6). Una vez que se han determinado los momentos resistentes se puede evaluar la resistencia lateral de la estructura, V^* , asumiendo que es igual a la suma de las resistencias individuales de cada panel, de modo que:

$$V^* = \frac{M_1^* + M_2^* + 2V_s L}{h} \quad (7)$$

Para el caso de la estructura ensayada, $V^*=71.1\text{kN}$.

El procedimiento descrito previamente representa una solución simple para evaluar la resistencia de la estructura basado en consideraciones de equilibrio. El desplazamiento de fluencia y último, también puede evaluarse mediante un procedimiento simplificado, considerando los desplazamientos originados por la deformación elástica de los paneles más los efectos de la rotación resultante de la deformación en las barras de refuerzo que atraviesan la conexión entre el panel y su base de fundación [2].

Además, se realizó un estudio más detallado de la respuesta de los paneles utilizando un modelo de elementos finitos. Cada panel se representó con elementos de cuatro nodos, en tensión plana, asumiendo comportamiento lineal y elástico del material. La junta vertical entre los paneles y las juntas horizontales entre cada panel y la base de fundación se modeló con elementos tipo interfaces de cuatro nodos. Para representar el comportamiento axial y de corte (acción de dovela) de las armaduras de acero que cruzan la conexión panel-fundación se emplearon resortes no lineales. Este mismo tipo de elementos se usaron para modelar las platinas de conexión entre paneles.

4.4 Resultados

En el ciclo de carga inicial, los paneles conectados con platinas dúctiles se comportaron en rango lineal, sin mostrar fisuras o daño alguno. En el segundo ciclo, con una fuerza lateral máxima de 60 kN, se desarrollaron fisuras a lo largo de la junta horizontal entre los paneles y la base. Mediciones realizadas durante el ensayo muestran que las barras de acero en la conexión panel-fundación fluyeron en el segundo ciclo de carga, al igual que las platinas perforadas de acero que conectaban los dos paneles. A medida que se continuó el ensayo aumentando los desplazamientos laterales se observó que los paneles sufrían deslizamiento por corte en la junta horizontal, sin embargo dicho deslizamiento fue controlado por las barras de refuerzo que cruzaban la conexión panel-fundación. El ensayo se finalizó por la fractura de una de las barras de acero que conectaban uno de los paneles a la base de fundación. La inspección visual realizada demostró que no había fisuras en el panel prefabricado ni daño alguno en la zona de las uniones entre paneles a lo largo de la junta vertical.

Los resultados del ensayo indican que la estructura exhibió una respuesta estable bajo la acción de cargas laterales con variación cíclica. En el rango inelástico, los ciclos de histéresis mostraron un estrechamiento significativo ("pinching") como resultado del deslizamiento por corte de los paneles prefabricados. A pesar de este comportamiento, la estructura fue capaz de soportar las acciones laterales sin degradación de resistencia, aún cuando se aplicaron desplazamientos laterales de importancia (la ductilidad máxima impuesta fue $\mu=22.7$). La Fig. N presenta la curva fuerza lateral-desplazamiento medida durante el ensayo.

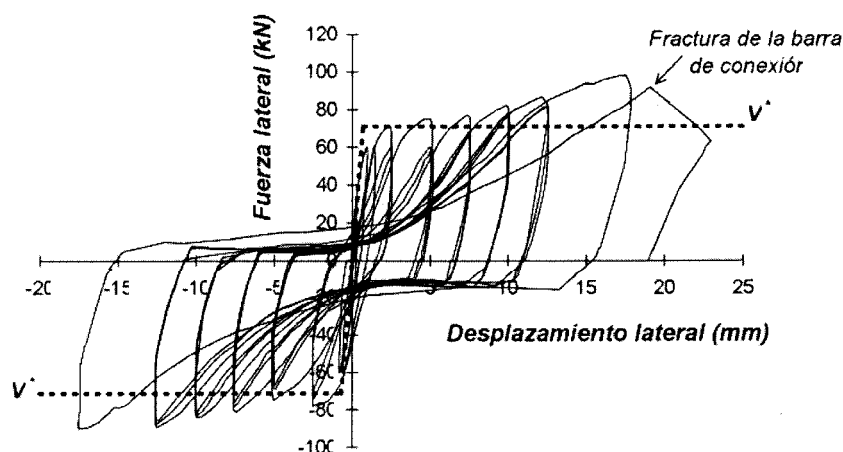


Figura N. Respuesta fuerza lateral-desplazamiento medida durante el ensayo de dos paneles con uniones soldadas dúctiles.

En la Fig. N se presenta una comparación entre los resultados experimentales con la predicción simplificada pudiéndose observar, en general, una buena concordancia. La curva de resultados numéricos calculada con el modelo refinado (la cual no se incluye en la Fig. N) fue capaz de representar en forma mucho más precisa la respuesta experimental. Sin embargo, debe aclararse que una modelación analítica con elementos finitos en campo no lineal no se utiliza usualmente en diseño debido a su complejidad.

El desplazamiento lateral que experimentaron los paneles prefabricados puede desglosarse en tres componentes: (i) desplazamiento debido a deformaciones de flexión y corte, (ii) desplazamiento debido a deslizamiento por corte en la junta horizontal, y (iii) desplazamiento resultante de la rotación rígida del panel originada por la elongación de las armaduras de refuerzo vertical en la conexión panel-fundación. El análisis de la información recogida durante el ensayo permitió estimar las distintas componentes, llegándose a la conclusión que en los ciclos iniciales la mayor parte del desplazamiento lateral fue resultado de la rotación del panel, mientras que en los ciclos finales el deslizamiento por corte fue el mecanismo más importante.

Los instrumentos de medición que registraron el desplazamiento relativo entre los dos paneles permitió evaluar la curva fuerza-desplazamiento para cada platina perforada de acero. Estos resultados fueron totalmente similares a los obtenidos en el ensayo de las platinas aisladas (ver Fig. H), lo cual confirma la gran capacidad de este tipo de conexiones para deformarse en forma dúctil y estable.

5 DISEÑO DE MUROS PREFABRICADOS CON CONEXIONES DUCTILES

Los paneles de hormigón prefabricado con conexiones dúctiles soldadas se comportan, desde un punto de vista estructural, en forma similar a tabiques de hormigón armado acoplados. El acoplamiento se logra a través de las platinas de conexión, lo cual origina una disminución

del momento flector en los paneles y modifica la fuerza axial actuante en los mismos. La magnitud de estos cambios depende del grado de acoplamiento, esto es de la fuerza de corte V_s , que las platinas pueden transferir. A pesar de que ciertos componentes del sistema estructural pueden exhibir un comportamiento frágil, la aplicación de los principios fundamentales del diseño por capacidad asegura que pueda obtenerse una respuesta global de la estructura adecuada para resistir acciones sísmicas.

A los efectos de determinar las fuerzas sísmicas actuantes en la estructura, y de acuerdo a los criterios presentes en la mayoría de los códigos sismorresistentes en vigencia, el diseñador debe adoptar un valor de ductilidad global de la construcción. Teniendo en cuenta los resultados experimentales obtenidos en este trabajo, en los que se observó una respuesta aceptablemente dúctil, pero con un mecanismo controlado por deslizamiento por corte, se recomienda diseñar este tipo de construcciones como estructuras de ductilidad moderada, esto es con un factor de ductilidad global no mayor de 3.0.

Se presenta a continuación, en forma resumida, los pasos sucesivos del procedimiento de diseño propuesto para edificios con paneles de hormigón prefabricado con conexiones soldadas dúctiles:

1. Los paneles prefabricados deben diseñarse para resistir los distintos estados de carga resultante de las fuerzas gravitatorias, de acciones laterales (en el plano del panel y en la dirección perpendicular) y de esfuerzos térmicos. Además, se debe prestar especial atención, a los estados de carga resultantes del transporte y montaje de los paneles prefabricados.
2. La resistencia a flexión de la conexión entre cada panel prefabricado y la base o fundación debe analizarse considerando el efecto de la fuerza de corte V_s transmitida por la unión soldada de acuerdo a la configuración particular de cada caso (las Ecuaciones 5 y 6 representan el caso de la estructura ensayada). Inicialmente, la fuerza V_s debe ser estimada por el diseñador con el criterio de evitar que la modificación de la fuerza axial en los paneles conduzca a situaciones inconvenientes, tales como aumento o reducción excesiva de la resistencia flexional. Se recomienda evitar la situación de que alguno de los paneles prefabricados quede sometido a esfuerzos de tracción.
3. El esfuerzo de corte resistido por cada panel, mayorado por los probables efectos de sobrerresistencia, tiene que ser transferido a la base o viga de fundación. Para ello debe verificarse que la conexión panel-fundación presenta la resistencia a corte adecuada. El procedimiento de diseño del panel y su conexión con la base (pasos 1, 2 y 3) se describe con mayor detalle en las referencias [2, 3].
4. Las platinas perforadas de acero y los cordones de soldadura usadas en las conexiones deben seleccionarse siguiendo el criterio descrito en este trabajo (ver Fig. J), utilizando las Ecuaciones 2, 3 y 4 para calcular la rigidez y resistencia a corte de las mismas. En esta etapa deben seleccionarse las platinas de conexión para que tengan una resistencia similar a la adoptada en el paso 2. Caso contrario será necesario repetir el proceso de diseño desde el paso 2.
5. Por último, se debe verificar que las platinas de acero embebidas en los paneles (sobre las que se sueldan las platinas perforadas) sean capaces de resistir las fuerzas de corte que se desarrollan en las platinas de conexión. Para ello se recomienda el uso del detalle de anclaje ilustrado en la Fig. E, siendo necesario determinar el área de las barras diagonales mediante la Ecuación 1. Además deben verificarse los cordones de soldadura y la longitud de anclaje de las barras.

6 CONCLUSIONES

Las principales conclusiones obtenidas en el estudio analítico-experimental que se presentan en este trabajo son:

- ♦ Es de fundamental importancia diseñar adecuadamente las uniones entre los distintos componentes de una construcción con paneles prefabricados de hormigón armado. Las conexiones representan los elementos más débiles de la cadena de resistencia y deben disponer de suficiente reserva de ductilidad para resistir acciones sísmicas sin ocasionar el colapso de la estructura o daños irreparables.
- ♦ Para el caso particular de conexiones soldadas entre paneles se propone en este trabajo el uso de platinas perforadas de acero. Estudios analíticos basados en modelos con elementos finitos y verificaciones experimentales indican que este tipo de elementos de conexión permiten obtener una respuesta sumamente dúctil y estable, con buena disipación de energía. Para ello es necesario evitar la ocurrencia de modos de falla frágil, tales como los ocasionados por fractura de los cordones de soldadura o falla de los anclajes de las platinas embebidas en el hormigón. Este objetivo puede lograrse mediante la aplicación de los principios básicos del diseño por capacidad.
- ♦ A los efectos de verificar el comportamiento de la conexión propuesta, se ensayó la platina perforada de acero en forma aislada sometida a esfuerzos de corte con variación cíclica. Además, se realizó el ensayo de una estructura completa formada por dos paneles prefabricados, montados sobre una base o viga de fundación, conectados entre sí con platinas perforadas de acero.
- ♦ Se presenta un procedimiento simple para el diseño sismorresistente de paneles prefabricados con conexiones dúctiles, basado en consideraciones analíticas y en los resultados obtenidos del programa experimental. La aplicación de los principios básicos del diseño por capacidad asegura que, a pesar de que algunos componentes del sistema estructural puede exhibir un comportamiento frágil, la respuesta global de la estructura adecuadamente dúctil.
- ♦ Las platinas de conexión propuestas son fáciles de fabricar y pueden reemplazarse en forma rápida y económica en caso de que fueran dañadas con resultado de la ocurrencia de un sismo severo.
- ♦ Más investigación experimental es necesaria para verificar el comportamiento de otras uniones comúnmente usadas en la construcción de edificios con paneles prefabricados.

AGRADECIMIENTOS

Este programa de investigación se llevó a cabo gracias al apoyo de Foundation for Research, Science and Technology, Nueva Zelanda, a través de un subsidio del Public Good Science Fund (Contract UOC 306, 1993/1996). Se agradece también el soporte económico brindado al primer autor por la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo durante su estadía en Nueva Zelanda.

NOTACION

- B : ancho de la platina de conexión
- D : diametro del agujero circular en la platina de conexión

f_y	: tensión de fluencia del acero
f_u	: tensión última del acero
K_s	: rigidez a corte de la platina perforada
h	: altura de aplicación de la fuerza lateral
L	: longitud de la platina de conexión
L_w	: longitud de los cordones de soldadura horizontales
M	: momento flector
M^*	: momento resistente
N	: carga axial
N_g	: carga axial originada por las acciones gravitatorias
t	: espesor de la platina de conexión
t_w	: espesor de los cordones de soldadura
V^*	: resistencia lateral
V_s	: fuerza de corte en la platina de conexión
V_{sy}	: resistencia de fluencia de la platina de conexión
V_{su}	: resistencia última de la platina de conexión
α	: ángulo de inclinación de las barras de anclaje diagonales
λ	: factor de sobrerresistencia
μ	: ductilidad de desplazamiento

REFERENCIAS

1. Earthquake Spectra, *Northridge Earthquake of January 17, 1994 Reconnaissance Report*, Supplement C to Vol. 11, Enero, 1996.
2. Restrepo, J. I., Crisafulli, F. J. y Park, R., *Earthquake Resistance of Structures: The Design and Construction of Til-Up Reinforced Concrete Buildings*, Research Report 96-11, University of Canterbury, Septiembre 1996, 138 pag. y anexos.
3. Crisafulli, F. J., Restrepo, J. I. y Park, R. "Recomendaciones para el diseño de estructuras sismorresistentes con paneles prefabricados de hormigón armado ", *XVI Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, Buenos Aires, Septiembre, 1998.
4. Schultz, A. E., Tadros, M. K., Xiao Ming Huo and Magana, R. A., "Seismic Resistance of Vertical Joints in Precast Shear Walls", *Proceedings of the FIP '94, XII Congress*, Washington D.C., May 1994, Vol. 1, pp. E23-E27.
5. Paulay, T. y Priestley, M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., 1992, 744 p.

Modelo de evaluación del Índice de Vulnerabilidad Sísmica de puentes basado en conjuntos difusos

Esperanza Maldonado Rondón

Escuela de Ingeniería Civil
Universidad Industrial de Santander
Carrera 27 calle 9, Bucaramanga, Colombia

Joan Ramon Casas Rius

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Edificio C1, Campus Norte UPC
Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, España

José Antonio Canas Torres

Instituto Geográfico Nacional, Madrid, España
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Edificio C1, Campus Norte UPC
Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, España

RESUMEN

En este trabajo se presenta un modelo rápido y sencillo de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes a escala regional. El modelo fue estructurado de forma que puede ser aplicado especialmente a zonas donde no se cuenta con información de daños sísmicos de puentes. El método se basa en la identificación de las características más relevantes e influyentes en el daño que sufrirá un puente bajo la acción del sismo. La valoración de estas características se realiza mediante la determinación de diecinueve (19) parámetros, a los cuales se les asignó un grado de vulnerabilidad y un valor de importancia relativa en base a la opinión de expertos. Debido a las imprecisiones y subjetividad de las opiniones, estas fueron procesadas mediante técnicas difusas. Una vez calificados cada uno de los parámetros, se procede a relacionar las calificaciones de los parámetros con su valor de importancia por medio de un promedio ponderado difuso. El resultado de esta relación por medio de técnicas basadas en conjuntos difusos corresponde al “índice de vulnerabilidad del puente”.

ABSTRACT

The aim of this paper is to develop a simple model to assess vulnerability of bridges. This model was especially made for areas where current reports of seismic damages of bridges do not exist. The method is based on the identification of the most influential characteristics associated with the damage in a bridge under the action of an earthquake. The evaluation of these characteristics was carried out by means of the determination of nineteen parameters. A vulnerability degree and an importance value based on the opinion of experts was assigned to each of the 19 parameters. Due to the imprecision and subjectivity of the opinions, these data were processed by using fuzzy techniques. Once each one of the parameters was qualified, the qualifications of the parameters were related to their value of importance by means of a fuzzy weight average. The result of this relationship, according to techniques based on fuzzy sets, is the “*bridge vulnerability index*”.

1 INTRODUCCIÓN

Al ser los puentes una de las partes más importantes dentro de la infraestructura viaria de un país, surge la necesidad de estudios conducentes a la valoración de su vulnerabilidad sísmica. Además, no se debe ignorar que durante largos períodos de servicio, los puentes existentes pueden estar expuestos a serios problemas sísmicos y, en muchos casos, si el sismo es suficientemente fuerte, la estructura puede alcanzar incluso el colapso.

Sin embargo, los estudios de vulnerabilidad son muy recientes, y debido a su importancia, se han convertido hoy en día en uno de los principales frentes de investigación en ingeniería sísmica en todo el mundo. La mayoría de los estudios de vulnerabilidad de puentes están basados en datos obtenidos a partir de inventarios actualizados de las estructuras y de daños registrados ante efectos sísmicos; estudios que sólo son aplicables a las zonas de donde provienen los datos obtenidos. Por esta razón es muy importante proponer una metodología adaptable a regiones donde no se cuente con suficiente información sobre daños de puentes.

El objetivo principal de esta investigación es presentar una metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de cada uno de los puentes de un área determinada. El método se basa en la definición de las características más relevantes de un puente que pueden influir en su vulnerabilidad sísmica y, basándose en la opinión de expertos, valorar la influencia de cada parámetro. Las características citadas se han determinado mediante la elección de diecinueve parámetros, obtenidos de estudios realizados relativos al comportamiento sísmico de puentes, experiencias postterremoto, estudios de modelos existentes y opiniones de expertos. Los parámetros se clasificaron de acuerdo a cuatro condiciones de calidad, a las que se les asignó un grado de vulnerabilidad determinado y, a su vez, a cada parámetro se le definió su valor de importancia. Estos grados de vulnerabilidad y valores de peso se identificaron a partir de opiniones de expertos.

Dado que el modelo propuesto involucra opiniones de expertos y su posterior aplicación se basa en la respuesta de un formulario donde se califica cada parámetro, se decidió utilizar técnicas basadas en conjuntos difusos. Dentro de los conjuntos difusos se utilizó el peso promedio ponderado difuso como medio para el cálculo del “*índice de*

vulnerabilidad sísmica de puentes". Este índice es la relación entre el grado de vulnerabilidad de cada parámetro y su valor de importancia.

El modelo se validó utilizando una muestra de trece (13) puentes, afectados por el sismo de Northridge del 17 de Enero de 1994, y que presentaban distintos grados de daño. Finalmente, la metodología propuesta fue aplicada a algunos puentes de la provincia de Barcelona.

2 PARÁMETROS DEL MODELO

La identificación de los parámetros más influyentes en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un puente, se efectuó en base a cuatro estudios realizados: **1)** estudios sobre comportamiento sísmico de puentes (Maldonado *et al.* 1998 a y b), **2)** metodologías existentes de evaluación de la vulnerabilidad sísmica en puentes (Maldonado *et al.* 1998 c), **3)** experiencias posterremoto y **4)** opiniones de expertos. Con los puntos 1, 2 y 3 se determinaron los parámetros más importantes en la determinación de la vulnerabilidad sísmica de puentes y con el punto 4, opiniones de expertos, se corroboró y complementó el trabajo realizado hasta el momento.

A continuación, se expone cada uno de los cuatro estudios realizados para la definición de los parámetros que determinan la vulnerabilidad sísmica de puentes en el modelo propuesto.

2.1 Estudios sobre comportamiento sísmico de puentes

En los estudios de comportamiento sísmico de puentes presentados en (Maldonado *et al.* 1998 a y b), se estudian las características estructurales de los puentes que definen su respuesta ante la acción sísmica. Es así como en este apartado tan sólo se describen las conclusiones de los aspectos que son de interés en el presente trabajo. Para plasmar estas conclusiones, se estudió una pequeña pero representativa muestra de puentes, la cual sirvió para definir algunos de los parámetros que influyen en la respuesta dinámica de la estructura y que, por lo tanto, van a jugar un papel importante en el momento que se presente el daño en la estructura.

La muestra de puentes de los que se sacaron algunos parámetros, está compuesta de seis puentes, cuatro corresponden a estructuras que en el momento de realizar su estudio estaban muy próximas a su construcción y dos estructuras ya existentes. Por ello, sobre las estructuras proyectadas pero sin construir se pudo realizar un análisis más completo, de tal manera que las conclusiones sirvieran para las decisiones finales en su proyecto y construcción. En las estructuras existentes se evaluó el comportamiento de la estructura realizando análisis dinámicos que permitieron observar la influencia en la respuesta dinámica de sus elementos como, por ejemplo, las pilas, apoyos y juntas.

Los parámetros con un mayor grado de influencia respecto a la respuesta sísmica fueron los siguientes: existencia de articulaciones internas, tipo de pila, tipo de cimentación, sistema de apoyo de superestructura a subestructura, forma de la superestructura y regularidad longitudinal del puente.

2.2 Metodologías existentes de evaluación sísmica de puentes

De las diferentes metodologías existentes de evaluación sísmica que involucran modelos de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes, se escogieron cinco (Kiremidjian y Basöz 1997, Ren y Gaus 1996, Dicleli y Bruneau 1996, Pezeshk *et al.* 1993, ATC-6-2 1983), realizándose un estudio comparativo entre los distintos parámetros considerados en sus modelo.

Luego, se eligieron algunos parámetros considerados en más de un modelo, siendo éstos: tipo de estribo, tipo de superestructura, tipo de subestructura, ángulo de esviaje, tipo de cimentación en pilas y estribos, historia de mejoramiento sísmico del puente, año de proyecto, armadura de las pilas, longitud de apoyos, existencia de articulaciones internas, irregularidad en geometría y rigidez, condición de sitio, potencial de licuefacción y tipo de apoyos. El valor de la aceleración máxima en el sitio del puente no se seleccionó dado que el modelo a proponer no pretende llegar hasta la evaluación del daño de la estructura.

2.3 Experiencias posterremoto

De lo aprendido de sismos pasados, en lo referente a puentes, se pueden extraer las características que los hicieron vulnerables frente a la acción sísmica. Para ello, se escogieron cuatro sismos los cuales causaron daños significativos en los puentes. Los sismos analizados son: el de **San Fernando** en 1971, **Loma Prieta** en 1989, **Northridge** en 1994 y **Kobe** en 1995.

Al comparar los daños causados en los puentes por cada uno de los cuatro sismos anteriores, se determinan las características (parámetros) que hicieron que estas estructuras fuesen más vulnerables frente a la acción del sismo: armadura en las pilas, especificaciones del proyecto, tipo de estribo, forma de la superestructura (ángulo de esviaje), detalle de uniones, existencia de articulaciones internas, longitud de apoyos y tipo de pilas.

2.4 Opinión de expertos

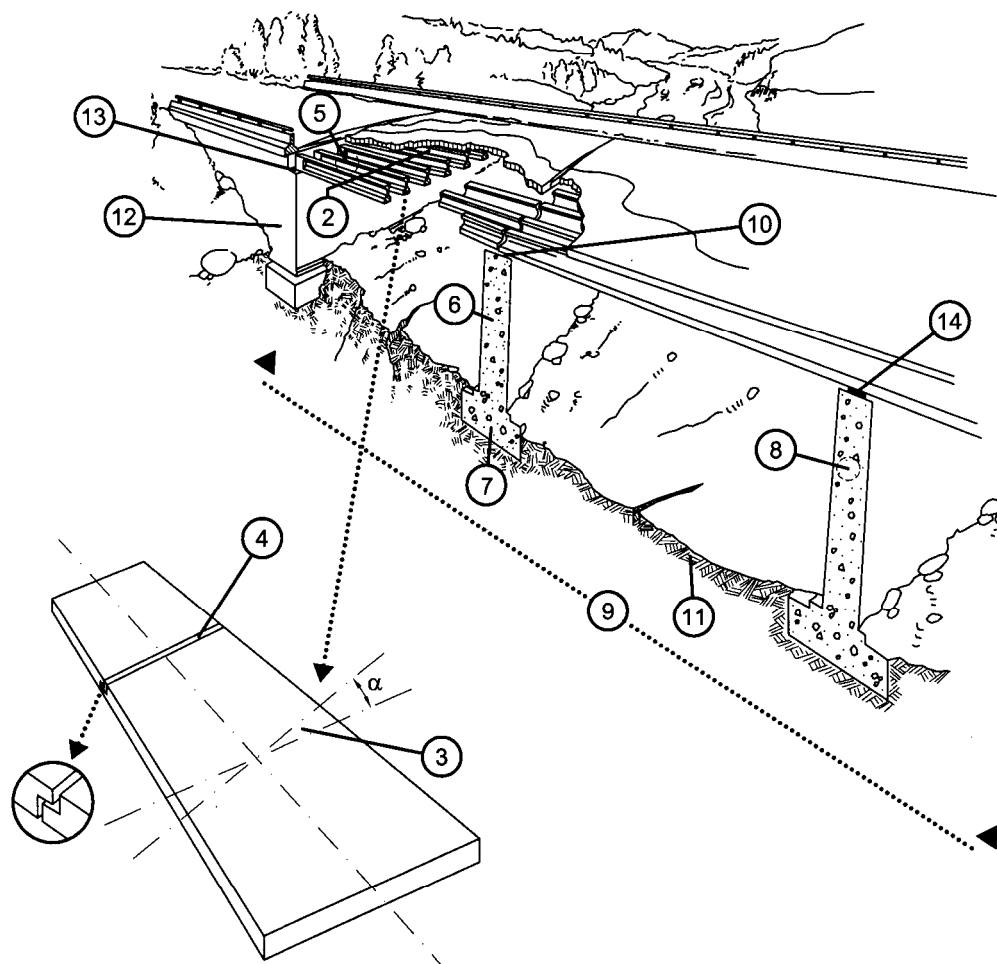
Basados en los tres puntos citados anteriormente se realizó una primera selección de diecisiete (17) parámetros (año de proyecto y construcción del puente, tipo de superestructura, forma de la superestructura, existencia de articulaciones internas, material de la superestructura, tipo de pila, tipo de cimentación, material de las pilas; irregularidad longitudinal en geometría y rigidez, longitud de apoyo en pilas, tipo de suelo, tipo de estribo, longitud de apoyo en estribos, tipo de aparato de apoyo, estado de conservación del puente, procedimiento constructivo de la superestructura y procedimiento constructivo de las pilas),

los cuales se dividieron, a su vez, en varias categorías; y, de esta manera, se pidió la opinión a cincuenta (50) expertos acerca de su consideración, grado de vulnerabilidad y valor de importancia. De los cincuenta (50) expertos se recibieron veinticinco respuestas (25) y, con sus aportaciones, se redefinieron los parámetros a considerar, quedando finalmente diecinueve (19) parámetros.

Los expertos en sus opiniones, consideraron que otros parámetros podrían ser importantes en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes. Estos fueron analizados y reconsiderados en los ya propuestos, ya que muchos podían involucrarse en las categorías formuladas para cada parámetro, considerándose algunos de ellos como nuevos parámetros.

Basados en los cuatro estudios realizados, anteriormente resumidos, se seleccionaron los siguientes parámetros (Figura 1):

- (K_1) Año de proyecto y construcción del puente
- (K_2) Tipo de superestructura
- (K_3) Forma de la superestructura
- (K_4) Existencia de articulaciones internas
- (K_5) Material de la superestructura
- (K_6) Tipo de pila
- (K_7) Tipo de cimentación
- (K_8) Material de las pilas
- (K_9) Irregularidad longitudinal en geometría o rigidez
- (K_{10}) Longitud de apoyo en pilas
- (K_{11}) Tipo de suelo
- (K_{12}) Tipo de estribo
- (K_{13}) Longitud de apoyo en estribos
- (K_{14}) Tipo de aparato de apoyo
- (K_{15}) Estado de conservación del puente
- (K_{16}) Procedimiento constructivo de la superestructura (hormigón)
- (K_{17}) Procedimiento constructivo de las pilas (hormigón)
- (K_{18}) Potencial de licuefacción
- (K_{19}) Elementos no estructurales



- | | |
|--|---|
| 1. Año de diseño y construcción del puente | 11. Tipo de suelo |
| 2. Tipo de superestructura | 12. Tipo de estribo |
| 3. Forma de superestructura | 13. Longitud de apoyo en estribos |
| 4. Existencia de articulaciones internas | 14. Tipo de aparato de apoyo |
| 5. Material de superestructura | 15. Estado de conservación del puente |
| 6. Tipo de pila | 16. Procedimiento constructivo de la superestructura (hormigón) |
| 7. Tipo de cimentación | 17. Procedimiento constructivo de las pilas (hormigón) |
| 8. Material de las pilas | 18. Potencial de licuefacción |
| 9. Irregularidad longitudinal en geometría o rigidez | 19. Elementos no estructurales |
| 10. Longitud de apoyo en pilas | |

Figura 1. Parámetros del Modelo.

3 DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE CALIDAD DE CADA PARÁMETRO

Siguiendo el mismo procedimiento realizado para la selección de estos parámetros, de cada uno de ellos se consideraron tres o cuatro condiciones de calidad. Es así como, basados en el estudio del comportamiento sísmico de puentes, en las experiencias posterremoto y en la comparación de metodologías existentes de evaluación sísmica que involucran modelos de vulnerabilidad, se efectuó una primera subdivisión de cada uno de los parámetros identificados. Luego, cada parámetro se dividió en tres o cuatro condiciones de calidad (**A**, **B**, **C**, **D**) (Maldonado *et al.* 2000 a, Maldonado 2000). Por ejemplo para el parámetro que estudia la influencia del terreno sobre el cual se encuentra cimentado el puente, las divisiones impuestas fueron: **A**: Roca, **B**: Suelo granular denso o arcillas preconsolidadas rígidas, **C**: Arenas de densidad media (limosas), **D**: Arcillas medias a blandas. Para el parámetro que evalúa la influencia del tipo de superestructura las condiciones de calidad establecidas fueron: **A**: Puentes suspendidos, atirantados y puentes de un único vano cuyo sistema corresponde a losa, vigas y sistemas de tablero en losa, vigas T, vigas cajón, vigas canal (artesa), vigas en celosía, pórtico o arco, **B**: Puentes de dos o más vanos con superestructura en sistema pórtico o arco, **C**: Puentes de dos o más vanos con superestructura continua construida en sistema de losa, vigas y tablero en losa, vigas T, vigas cajón, vigas canal (artesa) o viga en armadura, **D**: Puentes de dos o más vanos contruidos en vigas simplemente apoyadas.

4 REALIZACIÓN DE ENCUESTAS A LOS EXPERTOS

Una vez identificados los diferentes parámetros que pueden influir en la vulnerabilidad de los puentes y los distintos aspectos a considerar dentro de cada parámetro, se continuó con la determinación de la calificación de cada parámetro. Para este fin se consideró la opinión de expertos en el tema.

Las opiniones fueron recopiladas mediante la realización de dos encuestas. La primera tenía como finalidad obtener las calificaciones de los parámetros y, la segunda, la determinación del valor de importancia de cada parámetro dentro de la determinación de la vulnerabilidad total del puente. Para las calificaciones de los parámetros, cada uno de ellos se dividió en tres o cuatro condiciones de calidad y, de cada uno de ellas, se preguntó el grado de vulnerabilidad que se creía era el más conveniente.

Con la finalidad de obtener información fiable en las respuestas de las encuestas, se buscaron ingenieros expertos en los temas de puentes y vulnerabilidad sísmica. No siendo tarea fácil, se decidió ampliar el ámbito de expertos fuera de España, enviando las encuestas a otros países de América como Colombia, México, Ecuador y Venezuela.

La elección de una muestra de expertos fue una tarea laboriosa y delicada, ya que se pretendía que los especialistas contaran con un buen conocimiento del tema, una adecuada experiencia en el campo de trabajo y disponibilidad en el momento de responder las encuestas. La muestra total estuvo formada por cincuenta (50) expertos, el número de encuestas enviadas a cada uno de los cinco países fueron diferentes, dado que la base de

datos de los expertos con la que se contaba en el momento de enviar las encuestas no era homogénea en cantidad de expertos por país.

Las encuestas fueron pensadas y elaboradas buscando que fueran breves, concisas y claras. Se construyeron en forma de tablas para facilitar la forma de respuesta y, al mismo tiempo, para organizar la información de tal manera que el encuestado no perdiera el sentido de la pregunta.

Las encuestas fueron, como se ha citado, dos: la primera tenía como finalidad el comparar el grado de vulnerabilidad (“*nada*”, “*poco*”, “*medianamente*”, “*muy*” y “*absolutamente*” vulnerable) de cada una de las clasificaciones (*A*, *B*, *C* y *D*) para un determinado parámetro K_i y asignar a cada división un grado de vulnerabilidad; la segunda, tenía como propósito el conocer la importancia relativa que existe entre los diferentes parámetros. En la Figura 2 y 3 se presenta el modelo de la primera y segunda encuesta para el primer parámetro.

PRIMERA ENCUESTA

PRÓPOSITO DEL CUESTIONARIO: El propósito de este cuestionario es comparar el grado de vulnerabilidad de cada una de las clasificaciones *A*, *B*, *C* y *D* dentro del parámetro K_i respectivo.

INSTRUCCIONES DE LLENADO: A continuación se presenta una tabla la cual contiene los parámetros K_i que se cree influyen en la determinación de la vulnerabilidad sísmica de un puente, y sus correspondientes clasificaciones *A*, *B*, *C* y *D*. Cada una de estas clasificaciones deberá ser llenada de acuerdo a la siguiente escala de valores dado el grado de vulnerabilidad que considere para cada clasificación:

NADA Vulnerable	0
POCO Vulnerable	3
MEDIANAMENTE Vulnerable	5
MUY Vulnerable	7
ABSOLUTAMENTE Vulnerable	9

K_1 = AÑO DE PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE	
A	Después de 1995.
B	Entre 1975 y 1994.
C	Entre 1968 y 1974.
D	Antes de 1968.

Figura 2. Modelo de la primera encuesta para el parámetro K_1 .

SEGUNDA ENCUESTA

PRÓPOSITO DEL CUESTIONARIO: La finalidad de este cuestionario es conocer la importancia relativa que existen entre los parámetros K_i .

INSTRUCCIONES DE LLENADO: A continuación se presenta una tabla con los diecisiete parámetros solamente. Se deberá llenar cada fila con el valor que crea conveniente de acuerdo a la importancia que considere tiene el parámetro en comparación con los restantes. La escala de calificación es de 0 a 10, pudiéndose llegar a parámetros que considere igualmente importantes y por lo tanto tendrán la misma calificación.

NADA Importante	0
MÁXIMA Importancia	10

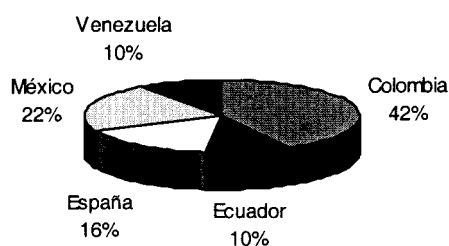
i	PARÁMETRO	CALIFICACIÓN
1	Año de Proyecto y construcción	N

Figura 3. Modelo de la segunda encuesta para el parámetro K_1 .

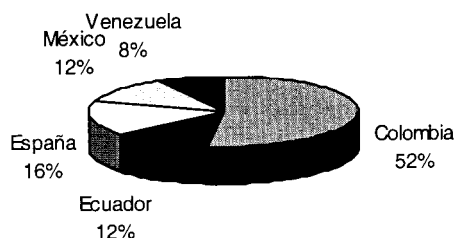
La buena aceptación de las encuestas por parte de los expertos se reflejó en el número de las recibidas y en las valiosas aportaciones que muchos de los especialistas anexaron como observaciones.

Durante algunos meses se estuvo a la espera de la respuesta y una vez recibidas las mínimas deseadas, se dio paso al procesamiento de los datos recibidos. Los datos una vez adquiridos, se tomaron en su totalidad como aceptables, dada la fiabilidad de las respuestas por parte de los expertos. De esta manera, se utilizaron todas las respuestas para construir las funciones de pertenencia necesarias para el desarrollo del modelo.

De los cincuenta expertos a los que se les envió las encuestas, correspondientes a cinco países, se obtuvo una buena cantidad de respuestas. Veinticinco expertos (50%) enviaron sus opiniones. El visto bueno de las encuestas fue aceptable en todos los países, pero dado el mayor número de encuestas enviadas a Colombia, fue de este país de donde se obtuvo la mayor cantidad de respuestas (Figura 4).



a. Distribución de la muestra total de expertos a los que se enviaron encuestas



b. Distribución de muestra de opiniones de expertos recibidas

Figura 4. Muestra de expertos.

5 TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN POR CONJUNTOS DIFUSOS

Dado que no se contaba con información de daños en puentes ocurridos en sismos pasados, fue necesario recurrir a la opinión de expertos para obtener los datos necesarios para definir los grados de vulnerabilidad y los valores de importancia. Luego, al provenir la información de opiniones esta contiene subjetividad, imprecisiones e incertidumbres; razón por la cual una buena alternativa de manejar la información es mediante la teoría de conjuntos difusos (Maldonado *et al.* 2000 b).

5.1 Qué son los conjuntos difusos?

El concepto de conjunto difuso lo introduce Zadeh en 1965 (Zadeh 1965), como un intento de vencer la severidad de la teoría clásica de conjuntos y poder reunir proposiciones que, por la naturaleza de lo que representan contienen incertidumbre, imprecisión, ambigüedad, generalidad, errores, aproximaciones, borrosidad. La teoría difusa es una teoría matemática, que se llama difusa porque recoge un aspecto de incertidumbre. Lo difuso es la ambigüedad que puede ser encontrada en la definición de un concepto o en el significado de una palabra. Por ejemplo, la incertidumbre en las expresiones como: “*puente levemente dañado*”, “*grieta considerable*”, “*estructura funcionalmente obsoleta*”, “*alta seguridad*” o, “*estructura poco vulnerable*”.

Hablando en términos más simples, la “*Teoría de Conjuntos Difusos*” parte de la teoría clásica de conjuntos, añadiendo una *función de pertenencia* al conjunto, μ , generalmente definida como un número real entre 0 y 1. Así, se introduce el concepto de conjunto difuso asociado a un determinado valor lingüístico, definido por una palabra, adjetivo o etiqueta lingüística A. Para cada conjunto difuso se define una función de pertenencia o inclusión $\mu_A(x)$, que representa el grado en que la variable x está incluida en el concepto representado por la etiqueta A.

Los conjuntos difusos permiten reunir objetos o sucesos por el valor de una cierta magnitud. Por ejemplo, las edificaciones para vivienda pueden ser reunidas por su edad. Así, si definimos el conjunto clásico de edificaciones viejas como las que tienen más de 30

años, resulta que una de 29 años no sería vieja, pero otra de 31 sí que lo sería, siendo la diferencia entre ellas de tan solo dos años. Por lo tanto, una descripción del conjunto de las edificaciones viejas en términos de conjuntos difusos parece más adecuada en este tipo de casos.

La teoría de los conjuntos difusos trabaja con la cuantificación de los significados de las palabras en gráficas, dentro del marco de trabajo de la teoría de conjuntos. Es un intento de expresar “alto” o “viejo” por medio del concepto de conjuntos. Desde un punto de vista práctico, el concepto de conjunto no es necesario para la cuantificación de la ambigüedad, pero es posible aumentar el rango de utilidad trabajando dentro del marco de trabajo de la teoría de conjuntos. Esto se debe a que la teoría de conjuntos es un concepto muy básico y esta relacionada con todos los campos de las matemáticas contemporáneas.

5.2 Representación de los conjuntos difusos

Si X es una colección de objetos, denotados generalmente por x , $X=\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$, luego un subconjunto difuso A en X es un conjunto de pares ordenados:

$$A = \{\mu_A(x) | x, x \in X\} \quad (1)$$

Donde $\mu_A(x)$ es llamada la *función de pertenencia* o *grado de pertenencia* (también *grado de compatibilidad* o *grado de verdad*) de x en A , es decir $\mu_A(x)$ define el grado en el cual el elemento x del conjunto X está incluido en el subconjunto A . Es así como la función de pertenencia es la que define el conjunto difuso.

El rango de la función de pertenencia puede ser un subconjunto de números reales no negativos, aunque sea de práctica general que la función de pertenencia esté definida entre 0 y 1 como $\mu_A(x) : X \rightarrow [1,0]$.

El grado de inclusión, algunas veces, se denomina *la magnitud (extend)* o *el grado (grade)*. Por ejemplo, el grado de pertenencia del elemento x en el subconjunto A se expresa mediante:

$$\mu_A(x_1) = 1, \quad \mu_A(x_2) = 0.8, \quad \mu_A(x_3) = 0.3, \quad \mu_A(x_4) = 0$$

Donde μ es la función de pertenencia, proporcionando el grado de pertenencia, un valor que varía de 0 hasta 1 . El subíndice de μ , A , expresa que μ_A es la función de pertenencia de A .

5.3 Definición de función de pertenencia

La teoría de los conjuntos difusos define el grado en el cual el elemento x del conjunto X está incluido en el subconjunto A mediante la llamada *función de pertenencia* (*membership function*), $\mu_A(x)$. Dicha función es un conjunto de números ordenados si la variable es discreta, o una función continua si no lo es. Como se ha mencionado

anteriormente, repetida veces, el valor $\mu_A(x)$ indica el grado en qué el valor x de la variable X está incluida en el concepto representado por la etiqueta A .

5.4 Concepto de variable lingüística

Se denomina variable lingüística a aquella que puede tomar por valor términos del lenguaje natural, como *edad, peso, altura, daño, capacidad, vulnerabilidad...* *nada, poco, mucho, positivo, negativo, bueno, malo*, etc., las cuales a su vez son las que hacen el papel de etiquetas en un conjunto difuso.

Aun cuando la finalidad primordial de este concepto es expresar de manera formal el hecho de que pueda asignarse como valor de una variable palabras tomadas del lenguaje natural, no obstante, a una variable lingüística podrán asignarse valores numéricos. Así, en una expresión como el *daño estructural es severo*, la variable *daño estructural* debe ser entendida como una variable lingüística, pues se le asigna como valor el conjunto difuso *severo*, pero, además, esta variable puede también tomar valores numéricos como el *índice de daño es mayor de 1*.

5.5 Variables lingüísticas utilizadas

En el algoritmo de desarrollo para el cálculo del índice de vulnerabilidad mediante la utilización de opiniones de expertos fue necesario definir adecuadamente las variables lingüísticas para describir los diferentes grados de vulnerabilidad.

Investigaciones sobre evaluación del daño de estructuras o evaluación del estado de estructuras afectadas por el sismo, en las cuales el uso de la forma lingüística se maneja mediante teoría difusa, han servido de base para la definición de las variables utilizadas en este estudio. Estas variables lingüísticas han sido utilizadas para calificar cada una de las condiciones de calidad impuestas a cada parámetro. A su vez, se han empleado también para asociarle a cada función de pertenencia del índice de vulnerabilidad calculado un cierto grado de vulnerabilidad.

Así pues, las variables lingüísticas naturales seleccionadas para calificar los grados de vulnerabilidad son “*nada*”, “*poco*”, “*medianamente*”, “*muy*” y “*absolutamente*” vulnerable. Cada variable requirió la asignación de un valor numérico, escogiéndose arbitrariamente una escala comprendida entre 0 y 9 para identificar cada grado de vulnerabilidad.

Los valores numéricos asignados a cada variable para la materialización de las encuestas fueron:

0	NADA Vulnerable
3	POCO Vulnerable
5	MEDIANAMENTE Vulnerable
7	MUY Vulnerable
9	ABSOLUTAMENTE Vulnerable

Posteriormente, los valores citados se representaron por medio de conjuntos difusos compuestos de valores numéricos. En esta investigación, los conjuntos difusos que representan las variables relativas al grado de vulnerabilidad, se asumen como:

Nada	=	$\{1 0, 0 0\}$
Poco	=	$\{0 0, 1 3, 0 5\}$
Medianamente	=	$\{0 3, 1 5, 0 7\}$
Muy	=	$\{0 5, 1 7, 0 9\}$
Absolutamente	=	$\{0 7, 1 9\}$

Siendo de la forma:

$$y = \{ \mu(x) | x \} \quad (2)$$

donde $\mu(x)$ denota el grado de pertenencia de x , definiendo x como el universo de la vulnerabilidad del puente en los conjuntos difusos.

Para la definición de las funciones de pertenencia de las variables que definen el grado de vulnerabilidad del puente se toma solamente el universo formado por los valores 0, 3, 5, 7 y 9. El involucrar más elementos en el universo ayudaría a representar mejor la cantidad de interés, no obstante, también involucraría una mayor manipulación aritmética en los cálculos. Por ello, se eligió tomar el conjunto difuso con sólo los cinco elementos citados.

La representación gráfica de las funciones de pertenencia de las variables lingüísticas utilizadas en este estudio es la siguiente:

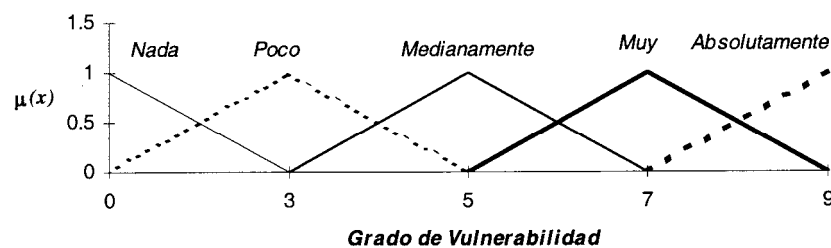


Figura 5. Funciones de pertenencia de las variables lingüísticas “nada”, “poco”, “medianamente”, “muy” y “absolutamente” vulnerable.

5.6 Construcción de las funciones de pertenencia

Para la construcción de las funciones de pertenencia se aprovechó la información de las respuestas de las encuestas obtenidas de 25 expertos de cinco países: España, Colombia, Ecuador, Venezuela y México. Los valores de pertenencia se calcularon en base al número de respuestas favorables de cada clasificación particular (Maldonado *et al.* 2000 a, Tee *et al.* 1988).

Dada la subjetividad y ambigüedad de las opiniones de los expertos, muchas de las respuestas estuvieron encasilladas en los grados de vulnerabilidad de “poco” a “medianamente” vulnerable. De ahí, que las funciones de pertenencia construidas inicialmente se corrigieron de acuerdo con la forma de cálculo de un índice de vulnerabilidad sísmica expuesto posteriormente.

Corregidas las funciones de pertenencia de las calificaciones, éstas se incorporaron dentro del algoritmo para el cálculo del índice de vulnerabilidad sísmica de puentes. Como ejemplo, a continuación se presentan las funciones de pertenencia para las clasificaciones de uno de los diecinueve parámetros, el K_2 denominado “tipo de superestructura”.

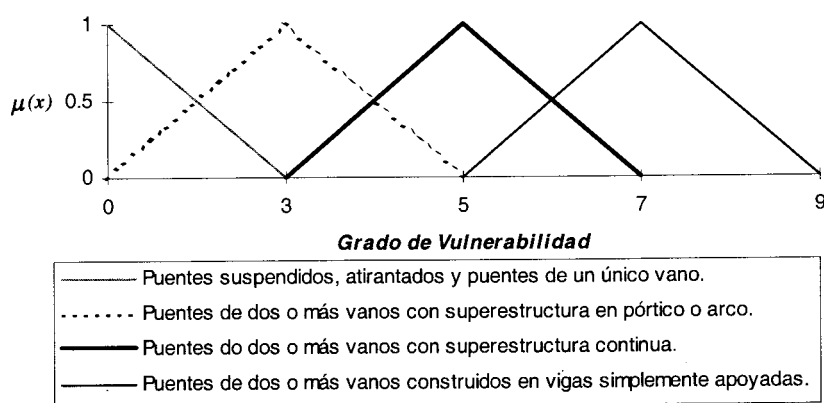


Figura 6. Función de pertenencia del grado de vulnerabilidad del parámetro “tipo de superestructura”.

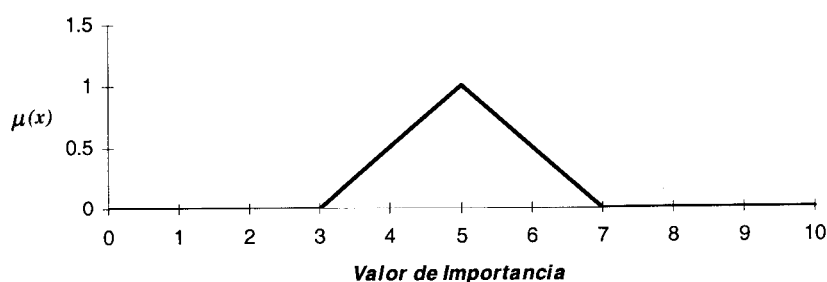


Figura 7. Función de pertenencia del valor de importancia para el parámetro “Tipo de superestructura”.

De esta manera construidas y corregidas las funciones de pertenencia se llegó a la definición de los grados de vulnerabilidad de las condiciones de calidad de los parámetros que influyen en la vulnerabilidad sísmica de los puentes y de sus valores de importancia, a partir de las opiniones de expertos y mediante la utilización de “conjuntos difusos”.

5.7 Números difusos e intervalos difusos

La idea básica de un *número difuso* es que debe representar algún valor numérico, el cual ha sido definido imprecisamente. Sin embargo, siendo más específicos, se debe definir a los números e intervalos difusos como:

Un número difuso A es una *cantidad difusa* $\mu_A : R \rightarrow [0,1]$ que satisface las siguientes condiciones :

a) A debe ser *convexo*. Una idea básica conectada con que un *número difuso* debe representar algún valor numérico determinado imprecisamente es que la función de pertenencia de un número difuso no debe tener distintos puntos máximos, es decir que los números difusos deben ser “convexos”.

b) μ_A está *normalizado*. Existe un x que pertenece a los R con $\mu_A(x)=1$ (Este punto x se denomina “valor medio” de A)

Esta definición implica que los números difusos son simplemente conjuntos difusos reales A , para los cuales los α -cortes $A_\alpha = \{x \in X ; \mu_A(x) \geq \alpha\}$ son intervalos cerrados y acotados de la recta real.

5.8 Operaciones aritméticas con números e intervalos difusos

Además de la aritmética conectiva y de la aritmética ponderada, existe un tercer tipo de aritmética ligada a las cantidades o a los números borrosos. Para calcular con números e intervalos difusos, primero se necesita la definición de las operaciones aritméticas básicas para ellos. Para ello, se aplica el principio de extensión (Zadeh 1965). Luego la suma, multiplicación y la división de dos números o intervalos difusos se determina como:

A partir de la definición de los conjuntos A y B como:

$$A = \{\mu(i) \mid i\} \quad (3)$$

$$B = \{\mu(j) \mid j\} \quad (4)$$

donde $\mu(i)$ y $\mu(j)$ son los grados de pertenencia de los elementos i y j , respectivamente.

Las operaciones citadas se expresan como:

a) Adición

$$A + B = \max\{\min(\mu_A(i), \mu_B(j)) \mid [i + j]\} \quad (5)$$

b) Producto

$$A \cdot B = \max\{\min(\mu_A(i), \mu_B(j)) \mid [i \cdot j]\} \quad (6)$$

c) División

$$A \oplus B = \max\{\min(\mu_A(i), \mu_B(j)) | [i \oplus j]\} \quad (7)$$

Los conjuntos difusos resultantes de estas definiciones, son siempre intervalos difusos si A y B son intervalos, y son números difusos si A y B son números difusos.

Estas operaciones aritméticas para números e intervalos difusos, generalizan las operaciones aritméticas usuales para los números reales y también las operaciones de los intervalos aritméticos. Muchas de las leyes que se cumplen para la aritmética de números reales, se generalizan a estas operaciones para intervalos difusos, aunque no todas ellas.

5.9 Distancia entre conjuntos difusos

Una vez realizados cálculos que incorporan operaciones como la suma, multiplicación y la división difusas se obtiene un conjunto difuso. De tal manera que para interpretar mejor lo obtenido, generalmente, se requiere transformar el conjunto difuso resultante a una expresión del lenguaje natural. Dicha transformación puede ser un proceso relativamente simple si se involucra la determinación de la distancia entre un conjunto difuso dado (resultante) y los conjuntos que representan cada una de las posibles expresiones del lenguaje natural (variables lingüísticas).

En general, la distancia entre dos conjuntos difusos A y C se puede definir utilizando diversas medidas, siendo las más frecuentes las siguientes:

a) Hamming

$$Distancia(A, C) = \sum_x^n (\mu_A(x) - \mu_C(x)) \quad (8)$$

b) Euclídea

$$Distancia(A, C) = \left[\sum_x^n (\mu_A(x) - \mu_C(x))^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (9)$$

c) Minkowski

$$Distancia(A, C) = \left[\sum_x^n (\mu_A(x) - \mu_C(x))^w \right]^{\frac{1}{w}} \quad \text{con } w \in [1, \infty] \quad (10)$$

5.10 El problema de la desfusificación

Los sistemas basados en sistemas difusos, generalmente, originan resultados apoyados en sus reglas lingüísticas, que corresponden a conjuntos difusos. Pero en muchas de las aplicaciones, los resultados que se requieren son precisamente los “no difusos”. Para transformar los resultados difusos en no difusos, se ha desarrollado la *desfusificación*.

Siendo el desfusificador la función que transforma un conjunto difuso, el cual normalmente corresponde a la salida de un dispositivo de inferencia difusa, en un valor no difuso. Para esta tarea existen diversos métodos, que se pueden resumir en los procedimientos siguientes:

a) Procedimiento máximo.

La forma más simple es el llamado *procedimiento-máximo*. En él, se supone que la función de pertenencia μ_B de la salida difusa B tiene un punto máximo simple, tomando a continuación el valor de desfusificación ($y_0(B)$) el argumento (abscisa) en este punto máximo:

$$y_0(B) = \arg \max \{ \mu_B(y) \mid y \in Y \} \quad (11)$$

No obstante, esta presunción es poco específica. Si μ_B tiene varios valores máximos, se tendrá más de un punto máximo. En estos casos, se puede empezar el proceso con el conjunto B_{max} de todos los argumentos de puntos máximos de μ_B

$$B_{max} = \{ y \in Y \mid \mu(y) = \max_{z \in Y} \mu_B(z) \} \quad (12)$$

La idea es que B_{max} es el conjunto de decisiones óptimas. Debiéndose, finalmente, escoger uno de ellos.

Una de las formas de escoger una decisión final es el seleccionar un elemento de B_{max} aleatoriamente, de tal forma que se presupone que todos los elementos de B_{max} corresponden a decisiones igualmente buenas. La interpretación de que los puntos que están fuera de B_{max} no son óptimos se entiende, frecuentemente, como una indicación de que $y_0(B)$ no debe corresponder a la región del borde de B_{max} , preferiblemente de la mitad de ella.

Si se supone, adicionalmente, que el universo del discurso Y de la variable de salida v , es un conjunto de números, $Y \subseteq R$, otra propuesta es tomar el valor medio de B_{max} . En el caso de que B_{max} sea un conjunto finito, el valor medio vendrá dado por:

$$y_0(B) = \frac{1}{N} \sum_{y \in B_{max}} y \quad (13)$$

siendo N , el número de elementos de B_{max} (cardinal). Pero se debe tener cuidado aquí, ya que un valor medio de B_{max} puede ser una decisión preferible en el caso que B_{max} sea un intervalo en Y , pero siempre se debe reflexionar sobre la decisión finalmente tomada.

b) Centro de gravedad.

Otra desventaja de cualquier tipo de procedimiento máximo es que se ignora toda la información concerniente a la función de pertenencia μ_B fuera de B_{max} . Una forma de considerar toda la función de pertenencia es utilizar el procedimiento del *centro de gravedad* (COG), el cual corresponde a una estrategia de valor medio. Éste valor, que determina $y_0(B)$, se toma como la media de los pesos de todo el $supp(B)$ (los argumentos del

conjunto difuso cuyas funciones de pertenencia son mayores que cero) como:

$$y_0(B) = \frac{1}{\text{card}(B)} \sum_{y \in B_{\max}} y \mu_B(y) \quad (14)$$

siendo $\text{card}(B)$ la suma de las funciones de pertenencia $\mu_B(y)$.

6 EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DIFUSO

Una vez procesada la información como conjuntos difusos las aritméticas difusas fueron empleadas para relacionar las calificaciones de cada parámetro y sus respectivos valores de importancia, por medio del “*peso promedio*”. Y de esta manera esta expresión fue utilizada como un “*índice de vulnerabilidad sísmica de puentes*”, con el cual se pueda evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes y; el cual se expresa como (Maldonado *et al.* 2000 a, b, Maldonado 2000):

$$I.V._j = \frac{\sum_{i=1}^{19} W_i K_i}{\sum_{i=1}^{19} W_i} \quad (15)$$

Donde $I.V._j$ es el índice de vulnerabilidad sísmica del puente j , K_i es una medida del grado de vulnerabilidad de la categoría del parámetro i . Los valores W_i son una medida de la opinión de la importancia asociada al parámetro i respecto a los demás parámetros.

7 ALGORITMO PARA CALCULAR EL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

El cálculo del peso promedio difuso para la evaluación del índice de vulnerabilidad sísmica de puentes se realizó de la siguiente forma:

1) Traslación de las variables de calificación de cada una de las condiciones de calidad de los diecinueve parámetros a conjuntos difusos, mediante la definición de las correspondientes funciones de pertenencia. Estas funciones se construyeron a partir de las opiniones de expertos.

2) Conversión de las variables de importancia de cada parámetro a conjuntos difusos mediante las funciones de pertenencia. De igual manera que en el punto anterior, estas funciones de pertenencia se elaboraron en base a la opinión de expertos.

3) Combinación de las variables de calificación y las variables de importancia difusas para obtener un conjunto difuso que represente el sistema completo, mediante la expresión 15. Esta combinación da como resultado un conjunto difuso llamado “*índice de vulnerabilidad*”.

4) Transformación del conjunto difuso resultante, “*índice de vulnerabilidad*”, a una expresión lingüística como “*nada*”, “*poco*”, “*medianamente*”, “*muy*” y “*absolutamente*” vulnerable. La transformación de un conjunto difuso a una expresión lingüística natural es un proceso relativamente simple, el cual involucró la determinación de la distancia del conjunto difuso resultante a cada uno de los conjuntos difusos que representan las expresiones lingüísticas citadas. La mínima distancia entre el conjunto difuso resultante y los conjuntos difusos que representan las variables lingüísticas, es la expresión lingüística a la que se le asocia el índice de vulnerabilidad calculado.

5) Asociación a la variable lingüística del índice de vulnerabilidad calculado de un valor numérico no difuso. Esto se ha hecho mediante el proceso de desfusificación.

8 FORMA DE APLICACIÓN DEL MÉTODO

Para la aplicación del modelo, es necesario contar con el inventario previo de la muestra de puentes. Este inventario se realiza mediante el “*formulario de levantamiento de la vulnerabilidad sísmica de puentes*”. El formulario contiene todos los parámetros necesarios para la determinación del índice de vulnerabilidad del puente respectivo. Tan sólo se requiere que el evaluador asigne a cada parámetro su respectiva calificación. Una vez obtenidas todas las calificaciones (*A*, *B*, *C* y *D*) de cada uno de los diecinueve parámetros analizados del puente, se procede al cálculo del “*índice de vulnerabilidad*”, *I.V.*.

El formulario de levantamiento de la vulnerabilidad sísmica constituye una descripción completa de los datos necesarios para obtener el “*índice de vulnerabilidad*”. En base a la experiencia de los expertos y al estudio de los autores del método, como se expuso anteriormente, se han identificado diecinueve parámetros, considerados los más relevantes e influyentes en el daño que sufriría un puente sujeto a la acción sísmica. Algunos de estos parámetros son puramente subjetivos, mientras que los restantes se obtienen a partir de mediciones o cálculos simplificados que aseguran versatilidad y agilidad a la evaluación del índice de vulnerabilidad. Cada parámetro se clasifica en el formulario mediante una escala de *A* a *D* en forma decreciente, conforme la calidad del parámetro vaya también decreciendo.

Para la construcción del formulario, se tomó como base algunos ya existentes para inventarios de puentes y, a partir de ellos y de los datos necesarios para el cálculo del índice de vulnerabilidad, se construyó el formulario de levantamiento sísmico de puentes. El formulario se desarrolla en dos partes. En la primera, se detalla la información general de los puentes, tal como su denominación, la localización geográfica, la carretera soportada por el puente, la carretera que cruza bajo el puente, el propietario, el tipo de paso, los ensanches, las ampliaciones y lo más importante, la calificación de los parámetros que influyen en su vulnerabilidad. La segunda parte del formulario corresponde a los “*comentarios*”, y se elaboró con la finalidad de servir de guía en la respuesta a las preguntas del formulario.

Se intenta que el formulario sea fácil de cumplimentar, partiendo de datos de inventarios existentes o de información que pueda adquirirse fácilmente a partir de la inspección visual del puente. En la Figura 8 se presenta parte del formulario de levantamiento de la vulnerabilidad sísmica de puentes.

DATOS GENERALES

1. LOCALIZACIÓN

Denominación _____

P.K. _____

Coordenadas x _____ y _____

Término Municipal _____ :

Provincia _____ :

Población anterior _____ :

Población posterior _____ :

Propietario _____ :

EVALUACIÓN PARÁMETROS ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

1. AÑO DE PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE

.....**A**

Después de 1995 ☐ Entre

.....**B**

1975 y 1994 ☐ Entre

.....**C**

1968 y 1974 ☐ Antes

.....**D**

de 1968 ☐

2. TIPO DE SUPERESTRUCTURA

.....**A** Puentes

suspendidos, puente atirantados, puentes de un único vano ☐

.....**B** Puentes

de dos o más vanos en sistema pórtico o arco ☐

.....**C** Puentes

de dos o más vanos con superestructura continua ☐

.....**D** Puentes

de dos o más vanos en vigas simplemente apoyadas ☐

3. FORMA DE LA SUPERESTRUCTURA	
.....	A Puentes
rectos (cero grados de esviaje)	[]
.....	B Puentes
esviados menos de veinte grados	[]
.....	C Puentes
esviados entre veinte y cuarenta y cinco grados	[]
.....	D Puentes
con ángulo de esviaje mayor a cuarenta y cinco grados.	
Puentes curvos	[]

Figura 8. Parte del formulario de levantamiento de la vulnerabilidad sísmica de puentes.

9 PROGRAMA *INDICE* PARA LA EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES

Construidas las funciones de pertenencia para cada una de las tres o cuatro clasificaciones de cada uno de los parámetros y determinadas las funciones de pertenencia de los valores de importancia, se calculó el “índice de vulnerabilidad” utilizando la expresión de peso promedio difuso de la ecuación 15.

El cálculo de este índice involucra una serie de operaciones aritméticas con conjuntos difusos como la suma, el producto y la división. A su vez, en la transformación de los conjuntos difusos a una variable lingüística se incorpora el cálculo de la distancia mínima entre conjuntos difusos, todo ello sin obviar el control que se debe realizar a cada operación aritmética para que cumplan con la propiedad de convexidad y normalización. El programa *INDICE* se elaboró con el fin de incorporar todas las operaciones necesarias para el cálculo del peso promedio difuso definiendo el índice de vulnerabilidad. Las funciones de pertenencia, ya construidas, se convierten en la base de datos del programa y con la respuesta al formulario de levantamiento del puente, se escogen las funciones respectivas y se realiza el cálculo del índice.

El programa *INDICE* se estructura en tres módulos básicos y una base de datos (Figura 9). Los tres módulos son: **1)** Inicialización del análisis, **2)** Evaluación del índice de vulnerabilidad y **3)** Análisis de los resultados. Estos módulos se alimentan a partir de la base de datos que contiene los datos de los puentes y las funciones de pertenencia requeridas para el cálculo del índice de vulnerabilidad. A continuación, se expone brevemente el algoritmo desarrollado a partir de estos tres módulos:

1) Inicialización del análisis. En este módulo se define la muestra de puentes a trabajar.

2) Evaluación del índice de vulnerabilidad para el puente $P(j)$. El cálculo del índice de vulnerabilidad está incorporado en este módulo. Aquí se lee el formulario de levantamiento del puente $P(j)$, se hacen las respectivas operaciones aritméticas difusas necesarias para calcular el índice de vulnerabilidad. Efectuada cada operación, el programa

INDICE controla que se cumplan las propiedades de convexidad y normalización. En caso de no cumplirse, corrige la función antes de continuar con los siguientes cálculos.

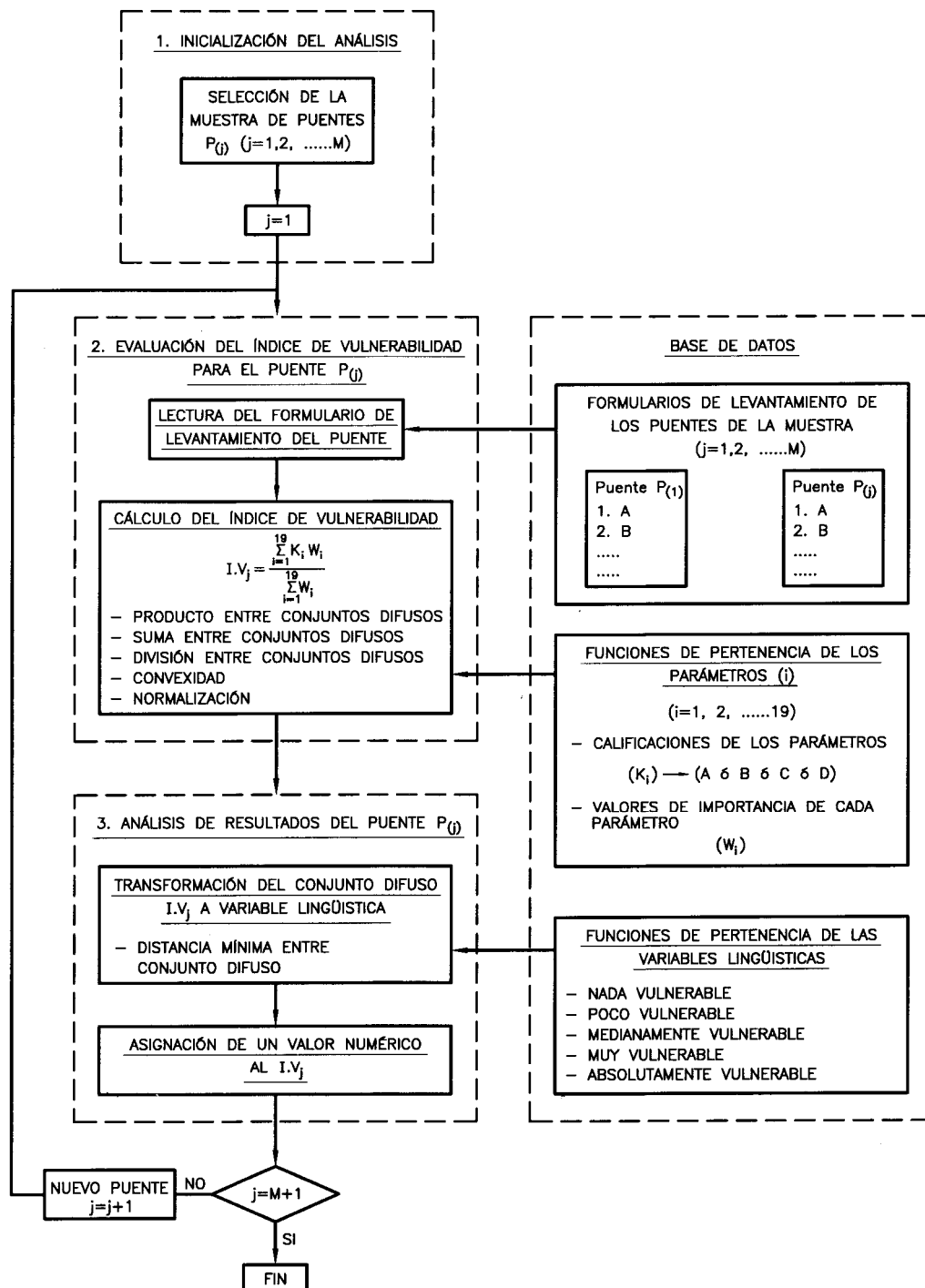
Este módulo está alimentado a partir de la base de datos que contiene los resultados del formulario de levantamiento de cada puente de la muestra, las funciones de pertenencia de cada una de las calificaciones de los diecinueve parámetros y las funciones de pertenencia de sus pesos.

En el momento que **INDICE** lee los datos del puente $P(j)$, selecciona las funciones de pertenencia respectivas a las calificaciones asignadas a cada parámetro.

3) **Análisis de resultados del puente $P(j)$** . Una vez se ha calculado el índice de vulnerabilidad sísmica del puente $P(j)$ mediante la ecuación 1, éste corresponde a un conjunto difuso y se expresa mediante una función de pertenencia. Razón por la cual es interesante y necesario interpretar el resultado obtenido para que así sea de fácil manejo y uso posterior. Este proceso dentro de la teoría de los conjuntos difusos se llama *desfusificación*. El programa **INDICE** tiene dos opciones para realizar este proceso, una es transformar el conjunto difuso en una variable lingüística natural como “nada”, “poco”, “medianamente”, “muy” y “absolutamente” vulnerable. Esto se efectúa por medio de la mínima distancia entre el conjunto difuso de índice de vulnerabilidad y los conjuntos difusos de grados de vulnerabilidad. La segunda opción del programa **INDICE**, es asignarle un valor numérico al conjunto difuso calculado. Esto lo hace el programa escogiendo el valor máximo de la función de pertenencia, es decir el valor de abscisa que le corresponde una ordenada de valor 1.

Este módulo requiere de la base de datos, la cual contiene las funciones de pertenencia de los diferentes grados de vulnerabilidad (“nada”, “poco”, “medianamente”, “muy” y “absolutamente” vulnerable).

Base de Datos. En lo referente a la base de datos, el programa **INDICE** necesita de las respuestas de los formularios de levantamiento de cada uno de los puentes de la muestra. A su vez, el programa **INDICE** requiere leer las funciones de pertenencia tanto de las calificaciones de los parámetros como de sus valores de importancia. Las funciones de pertenencia de los pesos o valores de importancia permanecen constantes a lo largo del cálculo del índice de vulnerabilidad de varios puentes. Las funciones de pertenencia de las calificaciones de los parámetros varían de acuerdo a la respuesta del formulario del puente en cuestión.

Figura 9. Algoritmo del programa *INDICE*.

10 CONCLUSIONES

En este trabajo se ha expuesto un modelo para calcular la vulnerabilidad sísmica de puentes a gran escala y se ha presentado el desarrollo de la metodología propuesta en todas sus facetas. Las principales observaciones y conclusiones son:

1. El método propuesto constituye una descripción completa de la información necesaria para obtener un cuantitativo de la vulnerabilidad sísmica de puentes llamado “*índice de vulnerabilidad*”. El cálculo del índice se basa en la identificación de diecinueve parámetros, considerados los más relevantes e influyentes en el daño que sufrirá un puente bajo la acción del sismo. Definiendo el “*índice de vulnerabilidad*” como la relación existente entre el grado de vulnerabilidad de cada parámetro y su respectivo valor de importancia.
2. Debido a que el modelo considera la opinión de expertos, para definir tanto el grado de vulnerabilidad de los diecinueve parámetros como el valor de importancia de cada parámetro, dentro del cálculo de la vulnerabilidad total del puente, se decidió trabajar con conjuntos difusos, los cuales consideran y manejan de la mejor forma posible la subjetividad e imprecisión de las respuestas de los especialistas. De esta manera, el “*índice de vulnerabilidad*” propuesto, se calcula a través de un peso promedio difuso, el cual relaciona la medida del grado de vulnerabilidad de cada parámetro y sus respectivos valores de importancia. Al provenir los resultados de las encuestas de opiniones de expertos, era de esperar que estos resultados fueran subjetivos y con incertidumbres y ambigüedades.
3. El modelo busca ser de un ámbito de aplicación general; sin embargo, su utilización en España y América deben tener en cuenta condiciones de calidad particulares impuestas en unos pocos parámetros. Esto se ideó desde el principio y, por ello, al categorizar cada parámetro, se buscó que fuera factible su utilización en cualquier parte. Sin embargo, el primer parámetro definido “*año de especificación de proyecto y construcción*” del puente varía de acuerdo a la normativa del país donde corresponda dicho puente. Por esto, éste fue el único parámetro al que se le aplicaron dos tipos de clasificaciones, una para España y otra para los países de América en general.
4. Los parámetros considerados imprescindibles en el momento de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente, según las funciones de pertenencia, son el K_1 (año de proyecto y construcción del puente), K_3 (forma de la superestructura), K_4 (existencia de articulaciones internas), K_9 (irregularidad longitudinal en geometría o rigidez), K_{10} (longitud de apoyo en pilas), K_{11} (tipo de suelo), K_{13} (longitud de apoyos en estribos) y K_{15} (estado de conservación del puente).
5. Con el modelo propuesto, se obtiene un calificativo lingüístico y numérico del índice de vulnerabilidad de un puente además de contarse con la función de pertenencia de dicho índice. El modelo califica al puente entre *nada*, *poco*, *medianamente*, *muy* y *absolutamente* vulnerable. A su vez, le asigna un valor de 0 a 9 del índice de vulnerabilidad, además de la función de pertenencia.

6. En la mayoría de los casos los datos necesarios para aplicar el modelo pueden obtenerse de los inventarios existentes en las Administraciones de Carreteras. Es así, como el método propuesto es de fácil aplicación a partir de pocos datos asequibles de obtener en un puente concreto.
7. El modelo propuesto es una buena herramienta para ser utilizado a gran escala. Con los resultados del modelo, se puede obtener una primera aproximación de la vulnerabilidad de los puentes de una región y, de esta manera los resultados pueden utilizarse para identificar los puentes más necesitados de atención inmediata. Al mismo tiempo, se pueden estimar que puentes requieren un estudio más detallado para identificar exactamente el tipo de tratamiento que requiere.
8. Los resultados que se puedan obtener al aplicar el método a un área urbana o una región determinada, son una buena herramienta para incorporar en los programas de planificación de sistemas de transporte o bien para programas de atención de emergencia en casos de terremoto; ya que el modelo ofrece un estudio preliminar de la vulnerabilidad sísmica de los puentes, definiendo que puentes corresponden a los más vulnerables.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado parcialmente por la CICYT (Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología) proyectos AMB98-0558 y TAP1999-1079-C03-01, por la Dirección General de Enseñanza Superior proyecto PB96-0139-C04-03 y, por la colaboración de la Universidad Industrial de Santander (Colombia).

REFERENCIAS

- ATC-6-2 (1983). Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges, *Applied Technology Council*.
- Dicleli, M. y Bruneau, M. (1996). "Quantitative Approach to Rapid Seismic Evaluation of Slab-on-Girder Steel Highway Bridges", *Journal of Structural Engineering*, US, ASCE, **122** (10), 1160-1168.
- Kiremidjian, A.A. y Basöz, N. (1997). "Evaluation of bridge damage data from recent earthquakes". *Bulletin NCEER*, **11**(2), 1-7.
- Maldonado, E., Casas, J.R. y Canas, J.A. (1998) a. "Comportamiento sísmico de puentes regulares". *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **3**(1), 1-18.
- Maldonado, E., Casas, J. R., Canas, J. A. y Pujades, L.G. (1998) b. *Respuesta de puentes frente a acciones sísmicas*, Monografía CIMNE IS-27, Barcelona, 107 pg.
- Maldonado, E., Casas, J.R. y Canas, J.A. (1998) c. *Estudio de parámetros en la vulnerabilidad sísmica de puentes*, Monografía CIMNE IS-28, Barcelona, 97 pg.

OBJETIVOS DE LA REVISTA

Es deseo de los editores publicar en esta revista trabajos destacados en el campo de la ingeniería de estructuras desarrollados en el ámbito hispanoamericano. En particular se pretende estimular la publicación de artículos sobre la aplicación de técnicas avanzadas en este campo, como, por ejemplo, el diseño sísmico mediante sistemas de aislamiento de base, disipadores o sistemas de control activo, la modelación de las acciones excepcionales, la evaluación de la seguridad de las estructuras sometidas a tales acciones, identificación de sistemas, etc. Otros temas a los que los editores darán prioridad son la consideración de incertidumbres en los modelos estructurales, problemas de interacción suelo-estructura, resultados de investigaciones experimentales, estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico, etc. Sin embargo, los autores pueden sentirse libres para enviar cualquier trabajo de investigación que consideren como un aporte de interés en el campo.

NORMAS PARA LOS AUTORES

1. El manuscrito de los artículos debe estar escrito en español y enviarse a uno de los editores.
2. Se proporcionarán a los autores quince copias de cada artículo sin ningún sobrecargo.
3. Los manuscritos deberán enviarse por triplicado, juntamente con los originales de gráficas y fotografías.
4. El título debe ser seguido por el nombre del (de los) autor(es), lugar de trabajo y dirección. Toda la correspondencia se remitirá al primer autor a menos que se indique lo contrario.
5. El artículo deberá ir precedido por un Sumario, con una extensión máxima de 150 palabras y por una versión en inglés del mismo (Abstract).
6. Todas las gráficas y/o fotografías deben ser de buena calidad y deberán identificarse claramente, escribiendo a lápiz por detrás el nombre del autor y el número de orden dentro del artículo. Deben enviarse originales (no fotocopias) de las figuras, los cuales tendrán aproximadamente dos veces el tamaño definitivo. El texto de las figuras debe ser suficientemente claro, de forma que permita ser reducido en la misma proporción.
7. Es responsabilidad del autor el obtener permiso para utilizar material que haya aparecido en otra publicación.
8. Las tablas deberán numerarse consecutivamente y tendrán la correspondiente cabecera.
9. Las referencias deben incluirse en el texto por nombre de los autores y año de aparición. Se agruparán todas al final del artículo según el orden alfabético de los autores, en la siguiente forma:

Bozzo, L. M. y Mahin, S. (1990). "Design of Frictional Base Isolation Systems", *4th US National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, 549-557.

Kelly, J. M. (1993). *Earthquake-resistant design with rubber*, Springer-Verlag, London.

Mokha, A. S., Constantinou, M. C. y Reinhorn, A. M. (1988). *Teflon Bearings in Aseismic Base Isolation: Experimental Studies and Mathematical Modeling*, Report NCEER-88-0038, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo.

Wen, Y. K. (1976). "Method for random vibration of hysteretic systems", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, **102**, 249-263.
10. Se recomienda definir los símbolos a medida que aparezcan en el texto, aunque puede incluirse una lista de símbolos en un Apéndice.
11. No se devolverán los manuscritos o figuras a los autores, a menos que se solicite dicha devolución cuando se remita el manuscrito por primera vez.
12. Los comentarios sobre artículos publicados pueden enviarse a la sección de "Cartas al Editor" (máximo 500 palabras por artículo). Se recibirán, asimismo, con agrado, comentarios relativos a publicaciones recientes e información sobre cursos y congresos.
13. Los artículos de menos de seis páginas se clasificarán como "Comunicaciones breves". Estos artículos seguirán el proceso de revisión normal, pero tendrán prioridad para ser publicados.
14. Si los autores desean enviar los artículos en $\text{\TeX}$, preparados para su publicación directa (camera-ready), deberán solicitar los macros correspondientes a los editores. En este caso será posible acelerar su publicación. En caso contrario, se aconseja enviar el artículo escrito mediante editores de texto tales como Word o WordPerfect e igualmente enviar un diskette con el texto del artículo en formato ASCII.

Ingeniería de estructuras

Sumario

Volumen 6, número 1, 2001

Estudio de los efectos locales en el emplazamiento del acelerógrafo de Olot	1
<i>Ulises Mena, Sara Figueras, Jorge Fleta, Teresa Susagna y José Canas</i>	
Cargas vivas máximas para diseño de edificios	21
<i>Sonia Ruiz y Alberto Soriano</i>	
Estudio de la adherencia en materiales compuestos reforzados con fibra. Aplicación a hormigón armado	41
<i>Eduardo Car, Sergio Oller y Eugenio Oñate</i>	
Diseño sismorresistente de paneles prefabricados de hormigón armado con conexiones dúctiles	59
<i>Francisco Crisafulli y José Restrepo</i>	
Modelo de evaluación del Índice de Vulnerabilidad Sísmica de puentes basado en conjuntos difusos	77
<i>Esperanza Maldonado, Joan Ramon Casa y José Canas</i>	

